



M 2014

ESTUDO DO QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO LOWREB

CRINA-STEFANIA CIOCAN

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ÁREA CIENTÍFICA

ESTUDO DO QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO LOWREB

CRINA-STEFANIA CIOCAN

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS E
AMBIENTE**

Orientador: Professora Doutora Luciana Paiva das Neves

Coorientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A Nós

You can't cross the sea merely by standing and staring at the water.

Rabindranath Tagore

AGRADECIMENTOS

Queria expressar de uma forma sincera os meus agradecimentos a todas as pessoas que me ajudaram na elaboração da presente dissertação.

Aos orientadores deste trabalho, à Professora Luciana Paiva das Neves na qualidade de orientadora, pela sua disponibilidade e orientação, ao Professor Francisco Taveira Pinto na qualidade de coorientador pelo acompanhamento atento, disponibilidade permanente e apoio disponibilizado ao longo da realização da dissertação.

Uma componente importante do presente trabalho foi a realização dos trabalhos experimentais, por isso queria agradecer ao Professor Paulo Santos por todo o apoio prestado na realização dos ensaios, pelo esclarecimento de dúvidas relacionadas com o funcionamento do sistema de geração de ondas e de aquisição de dados e por me auxiliar elementos bibliográficos importantes para o estudo.

Ao Engenheiro Guilherme Moura Paredes pela sua amizade, disponibilidade e todo o apoio prestado ao longo deste ano.

Ao Professor Hugo Guedes Lopes e ao Engenheiro José Pedro Cabral pelo apoio em relação à instalação e funcionamento da câmara de filmar e à criação do ambiente próprio para a realização das filmagens.

Ao Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST) pela ajuda relativamente à construção do modelo.

À minha família e amigos pelo apoio e ânimo para a concretização desta dissertação.

RESUMO

Os estudos de engenharia costeira têm como principal objectivo obter bons desempenhos na interacção das estruturas costeiras com as condições e a agitação local incidente. Os quebra-mares têm como objectivo principal a redução das acções da agitação marítima na costa e proteger as estruturas e equipamentos no interior da bacia portuária, melhorando as condições de manobra e permanência das embarcações em zonas portuárias. Para cumprir os seus objectivos uma estrutura marítima deve sempre assegurar com a sua construção que o fenómeno de reflexão é minimizado no interior das bacias portuárias.

A presente dissertação apresenta uma análise genérica das estruturas portuárias verticais perfuradas em geral, focando toda a atenção no seu comportamento hidráulico à reflexão e particularmente apresenta uma abordagem preliminar teórica e prática de uma nova estrutura perfurada.

Numa primeira fase foi realizado o dimensionamento hidráulico/estrutural através de diferentes métodos de dimensionamento para várias profundidades de água.

Para uma melhor compreensão do comportamento hidráulico da estrutura estudada, a dissertação inclui uma componente experimental, que visa complementar o conhecimento sobre as estruturas perfuradas e deste modo confirmar a sua eficiência hidráulica.

A estrutura foi testada com o intuito de avaliar a sua eficiência à reflexão quando sujeita a condições de agitação marítima relativamente elevadas. A geometria da estrutura tem por base a proposta apresentada por Pinto, (2012), tendo as suas dimensões sido redimensionadas. A escala geométrica de 1:50 para a construção do modelo e realização dos testes foi determinada tendo em conta as limitações geométricas e mecânicas do tanque e do gerador de ondas. O plano de ensaios inclui dois níveis de maré (baixa-mar e preia-mar), três alturas de onda para cada tipo, ou seja, ondas regulares (5,5 m, 6,0 m e 6,5 m) e ondas irregulares (3,0 m, 4,0 m e 5,0 m) e três períodos de onda (10 s, 14 s e 18 s). Para analisar a influência da porosidade e a disposição das ranhuras nas paredes perfuradas, foram testados para as mesmas condições de agitação marítima, três modelos. O desempenho da estrutura perfurada é também comparado com o desempenho de uma estrutura de paramento vertical impermeável.

O estudo experimental permitiu concluir que a eficiência hidráulica à reflexão aumenta com o aumento da altura de onda, para a situação de baixa-mar, e diminui com o aumento do período de onda, para a situação de preia-mar, os modelos ensaiados apresentam uma melhoria na sua eficiência à reflexão a medida que o nível de água aumenta.

Com os resultados dos ensaios pretende-se, por um lado, validar a solução e que esta resolva o problema em estudo, e por outro, contribuir para a caracterização das vantagens e inconvenientes da referida estrutura.

São apresentadas as principais características do comportamento das várias soluções adoptadas, com breve descrição da influência dos diversos parâmetros. Apesar da estrutura não ter sido otimizada em termos de conceção, os resultados são francamente positivos quanto ao funcionamento do LOWREB.

PALAVRAS-CHAVE: Quebra-mares, estruturas perfuradas, reflexão, LOWREB

ABSTRACT

The development of coastal engineering has as main objective a better performance of the structures when interacting with the local conditions and the incident waves. The main purpose of a breakwater is the reduction of wave action on the shore and protecting the structures and equipment within the port basin, improving conditions for maneuvering and vessels safety in port areas. To fulfill its objectives, the construction of a maritime structure must always ensure that the reflection phenomenon is minimized within the harbor basin.

This thesis presents an analysis of vertical perforated structures in general, focusing on their hydraulic behavior in terms of reflection and particularly presents the theoretical and practical study of a new perforated structure.

In the first phase the hydraulic/structural design was performed using different design methods for various water depths.

For a better understanding of the hydraulic behavior of the studied structure, the dissertation has an experimental component, which aims to complement the knowledge of the perforated structures and thus confirming its hydraulic efficiency.

The structure was tested in order to evaluate its efficiency in relation to reflection when exposed to relatively intense wave conditions. The geometry of the structure was based on the proposal presented by Pinto (2012), but with new design dimensions. The geometrical scale of 1:50 for the construction of the model and performing the tests was determined taking into consideration the geometrical and mechanical limitations of the tank and the wave generator. The tests plan included two tide levels (low tide and high tide), three wave heights for regular waves (5,5 m, 6,0 m and 6,5 m) and three significant wave heights for irregular waves (3,0 m, 4,0 m and 5,0 m) and three wave periods (10 s, 14 s and 18 s). To analyze the influence of porosity and the slots arrangement on the perforated walls, three models were tested under the same conditions of wave propagation. The hydraulic efficiency to reflection of the perforated structure was compared with the corresponding vertical solution without openings, under the same test conditions.

The results of the experimental study indicate that the hydraulic efficiency of the structure increases with the increase of the wave height, for the low water level, and decrease with the increase of the wave period, for the high water level, and the tested models show an improvement on the hydraulic efficiency towards reflection for the higher tide level.

With the test results it is intended, first, to obtain a valid solution to solve the problem under study, and on the other hand, to point out the advantages and disadvantages of the structure.

The main features of the behavior of the various solutions adopted are presented with a brief description of the influence of various parameters on the hydraulic efficiency of the structure and some future developments that can be done to the present study. Even though the structure wasn't optimized in its concept, the results of LOWREB are fairly positive.

Key words: Breakwaters, perforated structures, reflection, LOWREB

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO1

2. QUEBRAMARES VERTICAIS.....3

2.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....3

2.2. TIPOLOGIAS DE QUEBRAMARES VERTICAIS.....4

2.2.1. QUEBRAMARES CONVENCIONAIS4

2.2.2. QUEBRAMARES MISTOS5

2.2.3. QUEBRAMARES VERTICAIS DE TOPO INCLINADO6

2.2.4. QUEBRAMARES VERTICAIS PERFURADOS6

2.2.5. QUEBRAMARES VERTICAIS EM BLOCOS.....7

2.3. DIMENSIONAMENTO8

2.3.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA8

2.3.2. INTERACÇÃO ENTRE ONDAS E ESTRUTURAS8

2.3.2.1. Reflexão8

2.3.2.2. Transmissão.....9

2.3.2.3. Rebentação.....9

2.3.2.4. Galgamento.....11

2.3.3. AÇÃO DAS ONDAS12

2.3.3.1. Acções para Ondas Sem Ocorrência de Rebentação.....13

2.3.3.2. Acções para Ondas com Ocorrência de Rebentação14

2.3.4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO15

2.3.4.1. Método de Sainflou15

2.3.4.2. Método de Minikin16

2.3.4.3. Método De Goda17

2.3.4.4. Método do Projeto PROVERBS21

2.3.4.5. Análise De Estabilidade.....27

2.3.4.6. Modos De Rotura Globais	27
2.3.4.7. Modos de Rotura Locais.....	30

3 QUEBRAMARES VERTICAIS PERFURADOS

3.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	31
3.2. TIPOLOGIAS DE QUEBRAMARES VERTICAIS PERFURADOS	32
3.2.1. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO DO TIPO JARLAN	32
3.2.2. QUEBRAMAR VERTICAL PARCIALMENTE PERFURADO.....	33
3.2.3. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM MÚTIPLAS CÂMARAS	34
3.2.4. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO DE PARAMENTO CURVO.....	35
3.2.5. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM CAIXÃO SEMICIRCULAR	36
3.2.6. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM CÂMARA CILÍNDRICA	37
3.2.7. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM PREENCHIMENTO DAS CÂMARAS	38
3.2.8. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM CÂMARAS DE FUNDO	38
3.2.9. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM PARAMENTO DE BARLAMAR INCLINADO	39
3.3. RESULTADOS DE MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS	40
3.4. AÇÕES DAS ONDAS SOBRE QUEBRAMARES PERFURADOS	42

4. Modelo LOWREB

4.1. ENQUADRAMENTO	51
4.2. DIMENSIONAMENTO E DETERMINAÇÃO DE FORÇAS ACTUANTES	51
4.2.1. EFICIÊNCIA HIDRÁULICA	53
4.2.2. CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES	55

5. Testes Laboratoriais

5.1. ENQUADRAMENTO	67
5.2. DESCRIÇÃO GERAL DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL	68
5.3. DESCRIÇÃO DO MODELO	72
5.4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	75
5.4.1. ANÁLISE DA REFLEXÃO	77
5.4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS	79
5.4.2.1. Modelo 1.....	79
5.4.2.2. Modelo 2.....	85

5.4.2.3. Modelo 3.....	92
5.4.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS	98

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....105

6.1. CONCLUSÕES.....	105
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106

BIBLIOGRAFIA.....	109
-------------------	-----

ANEXOS	113
--------------	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Perfil tipo de um quebramar vertical convencional (CEM, 2006).	4
Figura 2.2 - Perfil tipo de um quebramar vertical misto (CEM, 2006).	5
Figura 2.3 - Perfil tipo de um quebramar vertical misto com manto resistente de protecção a barlar.	5
Figura 2.4 - Perfil tipo de um quebramar vertical de topo inclinado (CEM, 2006).	6
Figura 2.5 - Perfil tipo de um quebramar vertical perfurado (CEM, 2006).	7
Figura 2.6 - Perfil tipo de um quebramar vertical em blocos (CEM, 2006).	7
Figura 2.7 - Tipos de rebentação (CEM, 2006).	10
Figura 2.8 – Exemplos reais dos tipos de rebentação (Rodrigues, 2013).	10
Figura 2.9 - Regime de forças em estruturas verticais expostas à agitação (Kortenhaus e Oumeraci, 1998).	13
Figura 2.10 - Impacto da onda sobre a estrutura sem rebentação e variação da respectiva força horizontal	14
Figura 2.11 - Impacto da onda sobre a estrutura com rebentação e variação da respectiva força horizontal, sem aprisionamento de ar (CEM, 2006).	14
Figura 2.12 - Impacto da onda sobre a estrutura com rebentação e variação da respectiva força horizontal, com aprisionamento de ar (CEM, 2006).	14
Figura 2.13 - Impacto da onda rebentada antes da estrutura e respectiva força horizontal (Rodrigues, 2013).	15
Figura 2.14 - Modelo de Sainflou (CEM, 2006).	16
Figura 2.15 - Modelo de Minikin, adoptado de d'Angremond <i>et al</i> (2004).	17
Figura 2.16 - Modelo de Goda (CEM, 2006).	17
Figura 2.17 – Modelo do projecto PROVERBS.	22
Figura 2.18 - Distribuição da pressão ao longo do paramento para a aplicação da força simplificada.	24
Figura 2.19 - Modos de rotura globais (Kamphuis, 2000).	27
Figura 2.20 - Modos de rotura locais (Kamphuis, 2000).	30
Figura 3.1 - Quebramar perfurado do tipo Jarlan (Jarlan, 1961).	32
Figura 3.2 - Secção transversal da estrutura utilizada no Porto de Comeau Bay (Garrido, 2011).	33
Figura 3.3 - Secção transversal do porto de Nagasaki (Takahashi, 2002).	34
Figura 3.4 - Relação entre o coeficiente de reflexão e a largura relativa da câmara dissipadora.	34
Figura 3.5 - Relação entre a força actuante e a largura relativa da câmara dissipadora.	35
Figura 3.6 - Secção transversal da estrutura utilizada no Porto de Torres (Garrido, 2011).	35
Figura 3.7 - Secção transversal do porto de Funakawa (d'Angremond <i>et al.</i> , 2004).	36

Figura 3.8 - Porto de Miyasaki, Japão (Vanneste, 2005).	36
Figura 3.9 - Porto de Nagashima, Japão (Van der Meer <i>et al.</i> , 2011).	37
Figura 3.10 - Seção transversal do quebramar do Porto de Beirut (Garrido, 2011).	37
Figura 3.11 - Esquema do novo Quebramar de Kelsey Bay, Canadá (Feys, 2009).	38
Figura 3.12 - Seção transversal do quebramar do Porto de Osaka, Japão (Kakuno <i>et al.</i> , 1976).	38
Figura 3.13 - Seção transversal do modelo (Sekiguchi, 2001).	39
Figura 3.14 - Coeficiente de reflexão (Sekiguchi, 2001).	39
Figura 3.15 - Esquema do quebramar perfurado com paramento de barlar inclinado, Porto de Niigata (Sekiguchi <i>et al.</i> , 2001).	40
Figura 3.16 - Corte da estrutura ensaiada (Jianyi, 1992).	41
Figura 3.17 – Coeficiente de redução (PROVERBS, 1999).	43
Figura 3.18 - Diferentes fases da interação da onda com a estrutura (Takahashi, 2002).	44
Figura 3.19 - Distribuição das pressões para ação da Crista Ila (Takahashi, 2002).	45
Figura 3.20 – Diagrama de pressões para as diferentes paredes da estrutura (PROVERBS, 1999).	46
Figura 3.21 - Métodos para a determinação das forças atuantes sobre uma estrutura perfurada	49
Figura 4.1 – Seção transversal do quebramar perfurado.	52
Figura 4.2 – Esquema 3D do quebramar perfurado.	53
Figura 4.3 - Coeficientes de reflexão em função do comprimento relativo das câmaras (Oumeraci <i>et al.</i> , 2001).	54
Figura 4.4 - Relação entre alturas de onda significativa e respectivos períodos (dados do Instituto Hidrográfico para a bóia de Leixões, recolhidos entre 1981 e 2003) (Coelho, 2005). ..	56
Figura 4.5 – Resultantes das forças horizontais atuantes.	61
Figura 4.6 – Fatores de segurança ao deslizamento.	63
Figura 4.7 – Fatores de segurança ao derrube.	64
Figura 4.8 – Fatores de segurança tensão na base.	65
Figura 5.1 – Seção transversal da estrutura ensaiada.	68
Figura 5.2- Sondas de pressão.	69
Figura 5.3 – Câmara de vídeo utilizada nos ensaios.	70
Figura 5.4 – Estados de agitação marítima que podem ser gerados pelo sistema com uma profundidade de água no tanque de ondas igual a 0.32 m (valores do modelo).	71
Figura 5.5 – Estados de agitação marítima que podem ser gerados pelo sistema com uma profundidade de água no tanque de ondas igual a 0.40 m (valores do modelo).	71
Figura 5.6 – Canal de ondas, vista dos batedores (esquerda) e implantação do modelo (direita).	72
Figura 5.7 – Sequência construtiva dos blocos de betão.	73
Figura 5.8 – Sequência construtiva do modelo.	74

Figura 5.9 – Modelo físico da estrutura de paramento vertical.....	74
Figura 5.10 - Esquemas 3D dos três modelos ensaiados.	76
Figura 5.11 – Intervalo de frequências válidas para diferentes espaçamentos entre as sondas, $d=16$ m, $10\text{ s} \leq T_p \leq 18\text{ s}$ (superior); $d=20$ m, $10\text{ s} \leq T_p \leq 18\text{ s}$ (inferior).	78
Figura 5.12 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível mínimo de água (ondas irregulares).	80
Figura 5.13 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível máximo de água (ondas irregulares).....	80
Figura 5.14 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível mínimo de água (ondas regulares).	80
Figura 5.15 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível máximo de água (ondas regulares).	81
Figura 5.16 – Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).	81
Figura 5.17 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	81
Figura 5.18 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).	82
Figura 5.19 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).	82
Figura 5.20 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).	82
Figura 5.21 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).	83
Figura 5.22 – Valor do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar – BM e preia-mar – PM) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras.	84
Figura 5.23 - Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas irregulares.	84
Figura 5.24 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas regulares.	85
Figura 5.25 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível mínimo de água (ondas irregulares).	86
Figura 5.26 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível máximo de água (ondas irregulares).....	86
Figura 5.27 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível mínimo de água (ondas regulares).	87
Figura 5.28 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível máximo de água (ondas regulares).	87

Figura 5.29 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	88
Figura 5.30 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	88
Figura 5.31 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	88
Figura 5.32 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).....	89
Figura 5.33 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).....	89
Figura 5.34 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).....	89
Figura 5.35 – Valor do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar – BM e preia-mar – PM) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras.	90
Figura 5.36 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas irregulares.	91
Figura 5.37 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas regulares.	91
Figura 5.38 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível mínimo de água (ondas irregulares).	92
Figura 5.39 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível máximo de água (ondas irregulares).....	93
Figura 5.40 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível mínimo de água (ondas regulares).....	93
Figura 5.41 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível máximo de água (ondas regulares).....	93
Figura 5.42 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	94
Figura 5.43 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	94
Figura 5.44 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).....	95
Figura 5.45 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).....	95
Figura 5.46 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).....	95
Figura 5.47 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).....	96

Figura 5.48 – Valor do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar – BM e preia-mar – PM) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras.	96
Figura 5.49 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas irregulares.	97
Figura 5.50 - Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas regulares.	98
Figura 5.51 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 10 s, para os três modelos considerados (ondas irregulares).....	99
Figura 5.52 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 14 s, para os três modelos considerados (ondas irregulares).....	99
Figura 5.53 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 18 s, para os três modelos considerados (ondas irregulares).....	100
Figura 5.54 - Coeficiente de reflexão para um período de onda de 10 s, para os três modelos considerados (ondas regulares).....	100
Figura 5.55 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 14 s, para os três modelos considerados (ondas regulares).....	101
Figura 5.56 - Coeficiente de reflexão para um período de onda de 18 s, para os três modelos considerados (ondas regulares).....	101
Figura 5.57 - Imagens adquiridas durante os ensaios.....	102
Figura 6.1 – Seção transversal da nova proposta.	107

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificação das ondas (Taveira Pinto, 2012).	8
Quadro 2.2 - Valores médios dos factores de correcção dos erros sistemáticos e de incerteza (CEM, 2006).	21
Quadro 2.3 - Valores dos parâmetros da distribuição GEV	23
Quadro 3.1 - Fatores de modificação para as várias fases da onda (Takahashi, 2002).	45
Quadro 4.1 – Altura de onda máxima.	55
Quadro 4.2 – Condições de agitação marítima.	56
Quadro 4.3 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda.	57
Quadro 4.4 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda/Takahashi.	57
Quadro 4.5 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda/Takahashi (continuação).	58
Quadro 4.6 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda/Takahashi modificado.	58
Quadro 4.7 – Fator de redução aplicado à altura de onda para o método de Canel.	59
Quadro 4.8 - Pressões de referência obtidas pelo método de Canel.	59
Quadro 4.9 – Fator de redução aplicado à altura de onda para o método do PROVERBS (Porto Torres).	59
Quadro 4.10 – Pressões de referência obtidas pelo método do PROVERBS (Porto Torres).	59
Quadro 4.11 - Resultantes das forças obtidas pelo método de Goda.	59
Quadro 4.12 – Resultantes das forças obtidas pelo método de Goda/Takahashi.	60
Quadro 4.13 - Resultantes das forças obtidas pelo método do PROVERBS (Porto Torres).	60
Quadro 4.14 - Resultantes das forças obtidas pelo método de Canel.	60
Quadro 4.15 - Resultantes das forças obtidas pelo método de Goda/Takahashi modificado.	60
Quadro 4.16 - Resultantes das forças obtidas pelo método direto do PROVERBS.	61
Quadro 4.17 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Goda.	62
Quadro 4.18 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Goda/Takahashi.	62
Quadro 4.19 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Goda/Takahashi modificado.	62
Quadro 4.20 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Canel.	62
Quadro 4.21 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método do PROVERBS (Porto Torres).	63
Quadro 4.22 – Valores dos factores de segurança ao deslizamento.	63

Quadro 4.23 – Valores dos factores de segurança ao derrube.	64
Quadro 4.24 – Valores dos factores de segurança tensão na base.	64
Quadro 5.1 - Ondas irregulares testadas (valores em protótipo e em modelo – espectro de Jonswap).	76
Quadro 5.2 - Ondas regulares testadas (valores em protótipo e em modelo).	77
Quadro 5.3 – Intervalo de frequências válidas para cada um dos períodos de onda de pico considerados no estudo (valores de protótipo).	77
Quadro 5.4 – Espaçamentos entre sondas definidos para as condições testadas em modelo físico (valores de protótipo).	78
Quadro 5.5 – Valores do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar e preia-mar) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.	84
Quadro 5.6 – Valores do coeficiente de reflexão médio para o nível de baixa-mar para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.	85
Quadro 5.7 – Valores do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar, e preia-mar) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.	90
Quadro 5.8 – Valores do coeficiente de reflexão médio para o nível de baixa-mar para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.	92
Quadro 5.9 – Valores do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar e preia-mar) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.	97
Quadro 5.10 – Valores do coeficiente de reflexão médio para o nível de baixa-mar para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.	98

SÍMBOLOS E ACRÓNIMOS

LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

B – largura da estrutura [m]

B_e – largura efectiva da fundação [m]

B_{eq} – largura equivalente da berma [m]

B_m – largura da berma [m]

C_{mk} – coeficiente de impacto

C_r – coeficiente de reflexão

C_t – coeficiente de transmissão

F_G – peso da estrutura [kN]

F_H – força resultante horizontal [kN]

F_h – resultante das forças horizontais [kN]

$F_{h, \text{máx}}^*$ – força relativa total horizontal

$F_{h, \text{máx}}$ – força máxima total horizontal [kN]

F_p – resultante das forças actuantes na parede perfurada [kN]

F_r – resultante das forças actuantes na parede impermeável [kN]

F_{tot} – força total actuante na estrutura [kN]

FF_{tot} – fator de relação entre a geometria da câmara dissipadora e as características da agitação marítima

F_U – força resultante das acções das subpressões [kN]

$F_{u, \text{máx}}^*$ – força relativa total vertical

$F_{u, \text{máx}}$ – força máxima total vertical [kN]

F_0 – força medida numa parede vertical impermeável [kN]

H – altura de onda incidente [m]

H_b – altura de onda na rebentação [m]

H_D – altura de onda de projecto [m]

H_i – altura de onda incidente [m]

H_r – altura de onda reflectida [m]

H_s – altura de onda significativa [m]

H_{si} – altura de onda significativa incidente [m]

H_t – altura de onda transmitida [m]

H_0 – altura de onda em grandes profundidades [m]

K_r – fator de redução de altura de onda

L – comprimento de onda [m]

L_{hs} – comprimento de onda à profundidade h_s [m]

L' – comprimento de onda para a profundidade d' [m]

L_0 – comprimento de onda ao largo [m]

M_G – momento gerado pelo peso da estrutura [kN*m]

M_H – momento provocado pela força resultante horizontal [kN*m]

M_U – momento causado pela acção das subpressões [kN*m]

N_c, N_q, N_y – factores de capacidade de carga

R_c – distância entre o nível médio da água do mar de dimensionamento e a cota máxima do tardo do caixão [m]

T – período de onda [s]

T_m – período de onda médio [s]

T_p – período de onda de pico [s]

U_{FH} – factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com a força horizontal

U_{FU} – factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com a força vertical

U_{MH} – factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com o momento das forças horizontais

U_{MU} – factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com o momento das forças verticais

V – força total vertical [kN]

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

c – coesão do solo de fundação

d – profundidade da água à frente da estrutura [m]

d' – altura da câmara dissipadora [m]

d_c – altura da parte do quebramar que se encontra enterrada no prisma de fundação [m]

d_{eff} – profundidade de água efectiva em frente à estrutura [m]

g – aceleração da gravidade [m^2/s]

h – profundidade de água em frente à estrutura [m]

h – profundidade de água à distância de um comprimento de onda da estrutura [m]

h' – altura da estrutura submersa [m]

xx

- h_b – altura da berma [m]
- h_b – profundidade de água à distância $5H_s$ da estrutura [m]
- h_c – distância entre o nível médio da água do mar de dimensionamento e a cota máxima do tardo do caixão [m]
- h_{c1} – altura da parede perfurada frontal que se encontra emersa [m]
- h_{c2} – altura da parede posterior da câmara dissipadora que se encontra emersa [m]
- h_s – profundidade da água em frente à estrutura [m]
- h_w – altura total da estrutura [m]
- i_c, i_q, i_v – coeficientes correctivos de inclinação
- k_b – coeficiente empírico de correcção
- l – extensão da câmara dissipadora [m]
- n – porosidade da parede perfurada [%]
- m – inclinação do talude de fundação
- m_{rel} – parte da inclinação do talude de fundação que influencia d_{eff}
- p_m – pressão dinâmica [kPa]
- $p_{máx}$ – pressão máxima [kPa]
- p_{p1} – pressão ao nível médio da água do mar, na parede perfurada [kPa]
- p_{p3} – pressão ao nível da base do paramento vertical perfurado [kPa]
- p_{p4} – pressão ao nível do coroamento do quebramar, na parede perfurada [kPa]
- p_{ru} – subpressão a sotamar [kPa]
- p_{r1} – pressão ao nível médio da água do mar, na parede impermeável [kPa]
- p_{r3} – pressão ao nível da base do paramento vertical impermeável [kPa]
- p_{r4} – pressão ao nível do coroamento do quebramar, na parede impermeável [kPa]
- p_u – subpressão [kPa]
- p_u – subpressão a barlamar [kPa]
- p_1 – pressão ao nível médio da água do mar, corresponde a crista da onda [kPa]
- p_2 – pressão ao nível do coroamento do quebramar [kPa]
- p_3 – pressão ao nível da base do paramento vertical [kPa]
- p_4 – pressão ao nível do coroamento do quebramar [kPa]
- s_c, s_q, s_y – coeficientes correctivos de forma
- s_0 – declividade da onda
- t_d – duração total do impacto horizontal [s]
- t_{du} – duração total do impacto vertical [s]

t_r – período de tempo de crescimento do impacto horizontal [s]

t_r – período de tempo de crescimento do impacto vertical [s]

t_{rFh} – período de tempo natural de crescimento do impacto horizontal [s]

t_{rFu} – período de tempo natural de crescimento do impacto vertical [s]

LETRAS GREGAS

α – ângulo que o talude de fundação faz com a horizontal

α^* - fator de força de impacto

α, β, γ – parâmetros de distribuição GEV

α, δ – coeficientes adimensionais (método de Goda)

β – ângulo de incidência das ondas sobre a estrutura

β – inclinação do talude

δ_0 – variação do nível médio da água do mar

ξ_0 – número de Iribarren

$\lambda_{p1}, \lambda_{r1}$ – factores de modificação

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ – factores de modificação

ρ_c – massa volúmica do material constituinte da estrutura

ρ_w – massa volúmica da água

Γ^* - distância entre o coroamento da estrutura até à altura em que a onda exerce pressão na estrutura [m]

μ – coeficiente de fricção entre o talude de fundação e a base da estrutura

χ – fator de desfasamento

ACRÓNIMOS

BM – nível de baixa-mar

CEM – Coastal Engineering Manual

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

NM – nível médio

PM – nível de preia-mar

LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural

LOWREB – Low reflection breakwater (quebramar de baixa reflexão)

1

INTRODUÇÃO

A engenharia costeira tem vindo a desenvolver novas tipologias de estruturas costeiras de modo a tornar mais segura a sua utilização. As obras de proteção costeira e portuária, desenvolvidas ao longo dos tempos, constituem melhores soluções construtivas e com um dimensionamento mais correto.

Os quebramares de taludes são obras de abrigo bastante utilizadas. O funcionamento deste tipo de estrutura consiste na dissipação de energia incidente por atrito, reflexão, rebentação da onda na interação com os blocos do manto resistente e redução dos galgamentos.

O aumento dos requisitos operacionais dos portos, o aumento da dimensão dos navios e da sua capacidade de transporte, bem como as alterações climáticas, levam a que haja necessidade de prolongar os quebramares existentes e de executar de raiz novos quebramares, em zonas cada vez mais profundas. Assim, as estruturas verticais tornam-se mais utilizadas, especialmente para grandes profundidades, uma vez que estas estruturas permitem um maior aproveitamento do espaço marítimo, a utilização de uma menor quantidade de materiais e a optimização dos prazos de execução, sendo, portanto, uma solução do ponto de vista económico mais competitiva do que a utilização de quebramares de taludes.

Ao contrário dos quebramares de taludes, os quebramares verticais apresentam uma reflexão da agitação marítima incidente quase total, sem sofrer rebentação, ou seja, a estrutura vai ter de suportar o impacto da agitação sem qualquer dissipação.

O quebramar vertical é uma boa solução construtiva, no entanto, apresenta como principal inconveniente a sua elevada reflexão. Esta característica pode agravar as condições de operacionalidade de um porto, dificultando as condições de acostagem, amarração e operação dos navios (durante a carga e a descarga). Problemas como o aumento dos galgamentos, das forças actuantes sobre a estrutura, erosões locais, devido à concentração de energia na área portuária, podem surgir pela mesma razão.

De modo a minimizar a reflexão das estruturas verticais e diminuir as forças de impacto sobre as mesmas têm sido desenvolvidas várias estruturas inovadoras. A primeira solução para uma estrutura perfurada foi proposta por Jarlan em 1961 e consiste num caixão com a parede de barlar perfurada, formando assim, com a parede posterior impermeável, uma câmara dissipadora de energia. Depois da proposta inovadora do Jarlan, vários modelos, baseados na sua ideia, foram desenvolvidos ao longo dos anos.

As estruturas marítimas perfuradas baseiam-se no princípio de as ondas incidentes serem parcialmente refletidas na parede perfurada, sendo a restante energia transmitida através dos orifícios para o interior da câmara dissipadora. A eficiência hidráulica de uma estrutura perfurada é função da sua porosidade,

percentagem de aberturas da parede de barlar da estrutura, e do comprimento da câmara dissipadora.

Na maioria das vezes, particularmente para as estruturas perfuradas, a dificuldade de representação matemática dos diversos fenómenos que actuam e interagem com as estruturas costeiras, leva a que, seja necessário recorrer a ensaios em modelo físico para estudar o seu comportamento. A agitação marítima é a solicitação principal no estudo da estabilidade e do comportamento hidrodinâmico das estruturas costeiras.

Os ensaios em modelo reduzido são neste momento, apesar dos efeitos de escala que possam existir, a melhor maneira de reproduzir os fenómenos a que uma estrutura marítima vai estar sujeita.

A presente dissertação procura analisar e descrever o funcionamento hidráulico e hidráulico/estrutural de um novo quebramar perfurado. Neste sentido, é realizado o pré-dimensionamento da estrutura e posteriormente ensaiada em modelo físico de modo a verificar o seu comportamento hidráulico.

Em termos de conteúdo, o presente capítulo apresenta uma introdução ao trabalho desenvolvido.

O capítulo 2 apresenta uma descrição geral das características de um quebramar vertical e as várias tipologias. No mesmo capítulo é feita uma abordagem sistemática ao seu dimensionamento hidráulico, métodos de dimensionamento e análise de estabilidade.

No capítulo 3 será descrita a evolução e a inovação associada às estruturas verticais perfuradas, as diferentes tipologias e as correspondentes aplicações. É também apresentada uma visão global dos vários modelos empíricos e teóricos mais importantes na história da evolução desta tipologia de estruturas, bem como alguns métodos para a determinação das forças actuantes.

Para se efectuar uma introdução sobre o tipo de estrutura a analisar no âmbito da presente dissertação, será realizada no capítulo 4 uma descrição geral da estrutura, o seu dimensionamento e o cálculo das forças actuantes pelos vários métodos apresentados no capítulo 3.

O capítulo 5 descreve os testes em modelo físico realizados no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Neste capítulo é descrita sucintamente a instalação experimental, a definição da escala geométrica e a construção do modelo. No mesmo capítulo serão apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios.

O capítulo 6 apresenta as principais conclusões do trabalho realizado. Na fase final do capítulo são referidos alguns possíveis desenvolvimentos futuros para o estudo desta estrutura.

2

QUEBRAMARES VERTICAIS

2.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A principal função dos quebramares é reduzir as ações das ondas em zonas portuárias através de uma combinação de reflexão e dissipação da energia da onda incidente. Assim, são criadas zonas de abrigo com agitação marítima reduzida, garantindo condições favoráveis para uma amarração segura e a realização das operações de carga e descarga de navios, bem como a protecção de instalações portuárias. Os quebramares são utilizados também para melhorar as condições de manobra na entrada no porto e evitar a sedimentação à entrada do canal de acesso. A disposição dos quebramares é determinada pela forma e tamanho da área a ser protegida, bem como pelas direcções prevalecentes das ondas de tempestade, da direcção das correntes e da deriva litoral, e a capacidade de manobra dos navios que utilizam o porto.

O custo dos quebramares aumenta com a profundidade da água no local de implantação, a severidade das condições de agitação e as características do solo de fundação. Estes três factores ambientais influenciam o dimensionamento e o posicionamento do quebramar, como também a disposição do porto.

Os quebramares podem ser classificados em dois tipos principais: quebramares de taludes e quebramares verticais. Os quebramares de taludes apresentam camadas de protecção de blocos de betão ou enrocamento, com ou sem superestrutura. As estruturas verticais são normalmente constituídas por caixotões com preenchimento de areia ou blocos de betão colocados num prisma de enrocamento. Em águas profundas, por razões económicas, os caixotões são normalmente colocados num prisma de enrocamento com uma certa altura. Este tipo de estrutura designa-se por quebramar misto. A parte superior da estrutura de betão pode ser construída com uma inclinação frontal para reduzir as forças actuantes. Pela mesma razão a parede frontal pode ser perfurada, criando assim uma câmara dissipadora de energia das ondas incidentes [CEM, 2006].

O grande desenvolvimento do comércio internacional e transporte marítimo levou à necessidade de navios com maior capacidade e ao aumento de capacidade dos portos. Como consequência, há uma forte procura para expandir portos existentes ou para criar acesso em águas mais profundas. Apesar do uso de blocos especiais, a construção de quebramares de taludes em águas profundas é tecnicamente mais complexa.

Em primeiro lugar, os problemas relativamente às condições de agitação a que o quebramar está sujeito. Em águas profundas, o período e a altura da onda aumentam e como consequência as forças actuantes sobre a estrutura são mais elevadas. Em segundo lugar, a área e o volume de material de construção aumenta levando ao aumento do custo de construção e também ao maior impacto no fundo do mar. Além disso, devido à inclinação do talude podem surgir problemas relativamente à navegação e à sua viabilidade, que se pode tornar problemática.

Uma alternativa para evitar a maioria dos problemas relativamente à construção dos quebramares em águas profundas são os quebramares verticais.

Segundo Lamberti e Franco (1994), as principais vantagens dos quebramares verticais face aos de talude são as seguintes:

- Menor área de fundação/volume de materiais. Esta é uma das grandes vantagens dos quebramares verticais e mistos em águas profundas tornando a construção mais económica. Também uma área menor de fundação leva a um menor impacto ambiental e área em uso.
- Manutenção reduzida. Os quebramares verticais requerem menos manutenção que os de taludes, devido aos blocos do manto resistente presentes nos quebramares de taludes, que requerem uma monitorização e manutenção frequentes.
- Construção relativamente rápida, redução de estragos durante a construção e poucos impactos ambientais durante a construção.

2.2. TIPOLOGIAS DE QUEBRAMARES VERTICAIS

De acordo com o Coastal Engineering Manual (2006), os quebramares verticais são representados por uma estrutura vertical impermeável que normalmente é constituída por caixões de betão armado com preenchimento de areia ou blocos de betão ou betão ciclópico maciço.

Com base no funcionamento hidráulico e na geometria da estrutura, os quebramares verticais podem ser divididos nos seguintes tipos: convencionais, mistos, perfurados, de topo inclinado, em blocos, com caixão semicircular e com caixão duplo cilíndrico.

2.2.1. QUEBRAMARES CONVENCIONAIS

Como se pode observar na Figura 2.1, os quebramares verticais convencionais consistem em caixotões com preenchimento de areia assentes num pequeno prisma de fundação, constituído por uma camada de enrocamento.

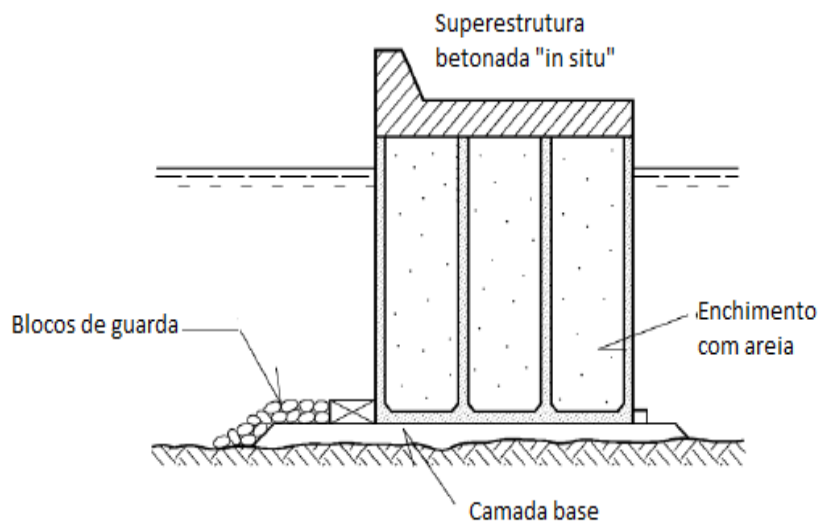


Figura 2.1 - Perfil tipo de um quebramar vertical convencional (CEM, 2006).

2.2.2. QUEBRAMARES MISTOS

Os quebramares mistos, Figura 2.2, são uma combinação do quebramar vertical com o quebramar de talude, na sua geometria e no seu funcionamento hidráulico. É constituído por um prisma de enrocamento que se desenvolve desde o fundo até uma certa cota, sobre o qual é assente uma estrutura vertical de caixões ou blocos. O seu funcionamento é, até determinada altura da onda, análogo ao do quebramar de parede vertical. Para alturas de onda superiores, ao provocar a rebentação, funciona em parte como quebramar de talude e em parte como quebramar de parede vertical [Taveira Pinto, 2000].

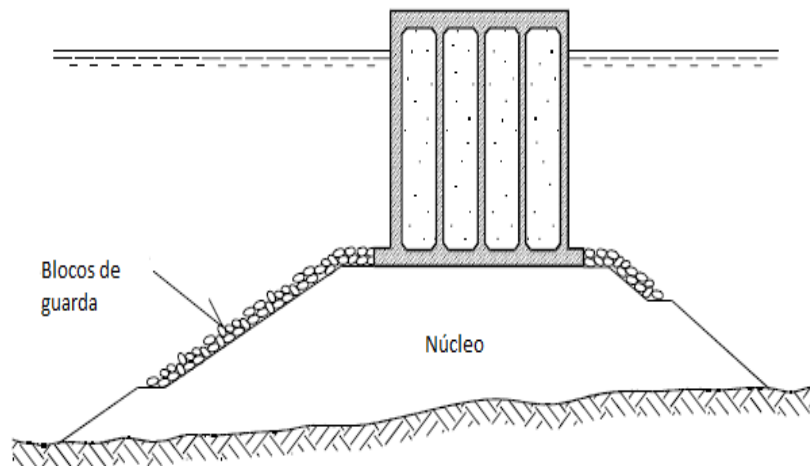


Figura 2.2 - Perfil tipo de um quebramar vertical misto (CEM, 2006).

Um outro tipo de quebramar misto consiste na constituição de um manto resistente de proteção a barlamar, de forma a diminuir a reflexão da agitação e evitar a ocorrência da rebentação directamente no caixotão, Figura 2.3.

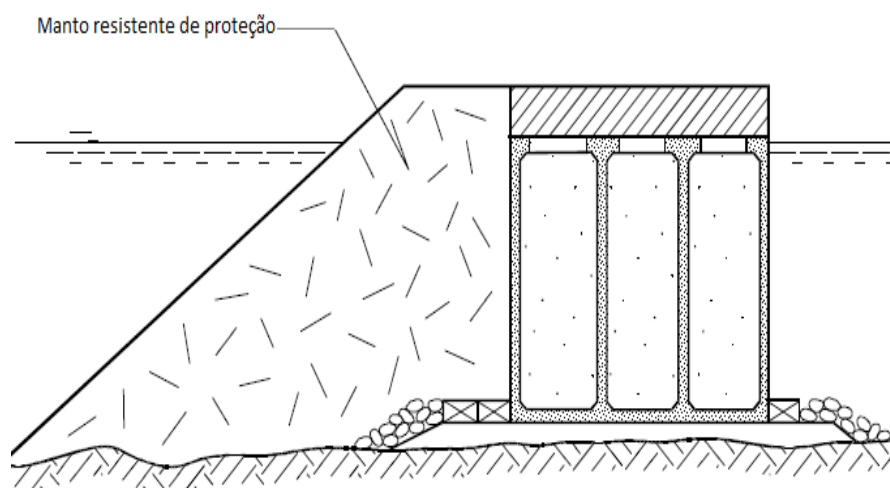


Figura 2.3 - Perfil tipo de um quebramar vertical misto com manto resistente de protecção a barlamar.

(CEM, 2006).

2.2.3. QUEBRAMARES VERTICAIS DE TOPO INCLINADO

Tal como o nome indica, Figura 2.4, este tipo de quebramar apresenta, na parte superior da parede frontal, uma certa inclinação, com o objectivo de reduzir as forças horizontais incidentes provocadas pela agitação marítima. As forças perpendiculares sobre o topo inclinado anulam as subpressões, aumentando assim a estabilidade da estrutura. Por razões construtivas, geralmente o paramento inclinado encontra-se acima do nível da água, apesar do melhor funcionamento apresentado pelo prolongamento desse paramento inclinado abaixo do nível de água.

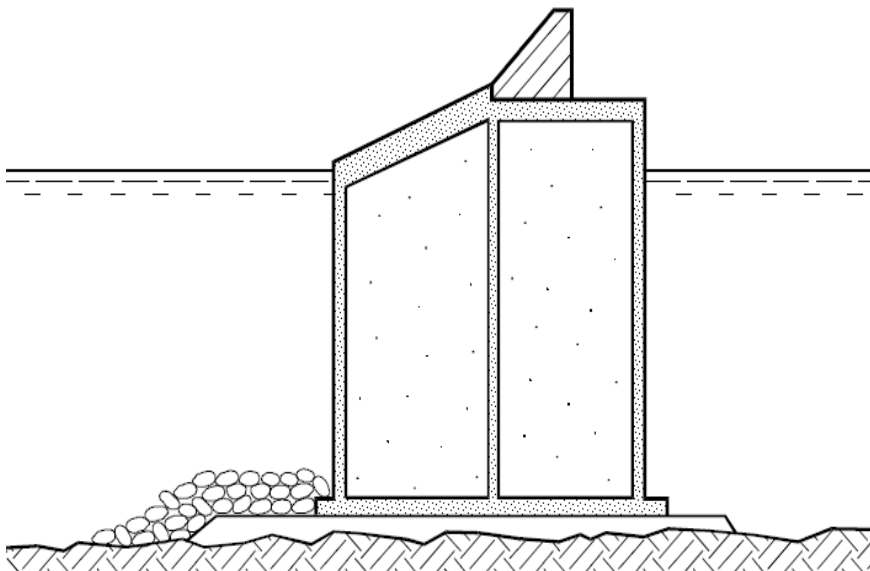


Figura 2.4 - Perfil tipo de um quebramar vertical de topo inclinado (CEM, 2006).

2.2.4. QUEBRAMARES VERTICAIS PERFURADOS

Geralmente, os quebramares verticais perfurados, Figura 2.5, são constituídos por uma câmara dissipadora de energia delimitada por duas paredes, cuja parede frontal a barlar se encontra perfurada através de orifícios ou ranhuras, permitindo assim a passagem de água para o interior da câmara dissipadora, com o objectivo de reduzir as forças actuantes sobre o caixão e a reflexão das ondas incidentes.

A principal função deste tipo de estrutura é assegurar condições de tranquilidade e abrigo no interior do porto, oferecendo mais segurança nas várias operações e manobras que aí ocorrem. Este tipo de quebramar apresenta um bom desempenho em águas pouco profundas, ou seja, grande capacidade de absorção de energia, estabilidade da estrutura, redução de galgamentos, erosão e forças actuantes. No âmbito desta dissertação foram realizados vários estudos e alterações na estrutura inicial de um quebramar vertical perfurado para melhorar o seu funcionamento hidráulico e a sua aplicação em águas profundas. Estes estudos e as várias tipologias serão apresentados no Capítulo 3.

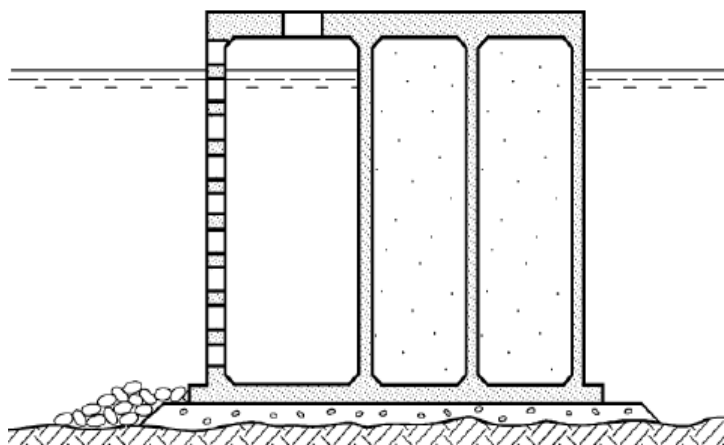


Figura 2.5 - Perfil tipo de um quebramar vertical perfurado (CEM, 2006).

2.2.5. QUEBRAMARES VERTICAIS EM BLOCOS

Os quebramares verticais constituídos por blocos apresentam uma melhor estabilidade global devido ao elevado peso próprio da estrutura, mas uma vez que possuem cargas muito elevadas ao nível da fundação e uma forte sensibilidade aos deslocamentos diferenciais, necessitam de ser construídos sobre fundos rochosos, ou então em solos com muito boas características [Van der Meer *et al.*, 2011].

Vários métodos de ligação entre os blocos foram desenvolvidos para impedir os deslocamentos diferenciais.

A Figura 2.6 ilustra o perfil transversal deste tipo de quebramar.

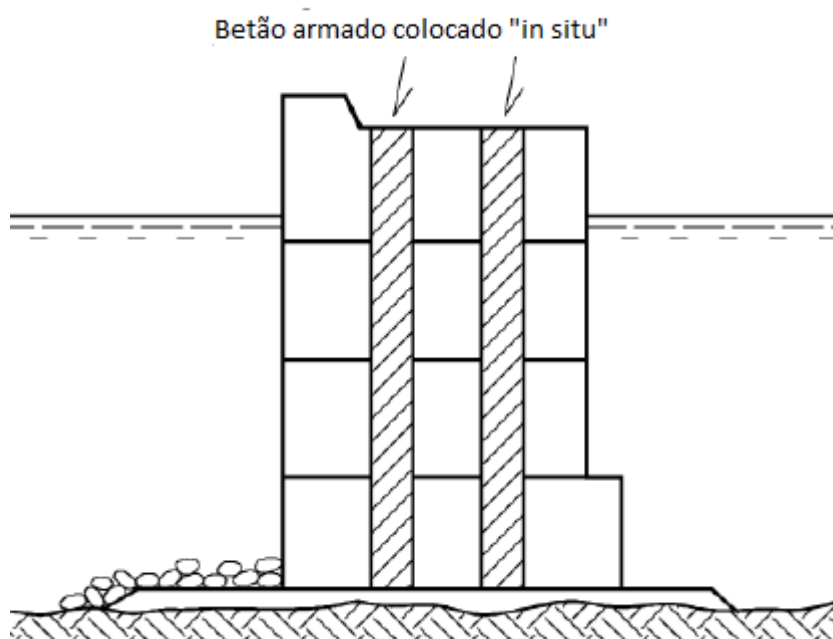


Figura 2.6 - Perfil tipo de um quebramar vertical em blocos (CEM, 2006).

2.3. DIMENSIONAMENTO

2.3.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA

As ondas marítimas resultam da ação de diversas forças externas que provocam uma perturbação do estado inicial da superfície livre. Essa perturbação pode ser caracterizada em função dos seus mecanismos geradores e dos seus períodos característicos. As características das ondas, período e energia, estão intimamente ligadas ao fenómeno gerador da onda, Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Classificação das ondas (Taveira Pinto, 2012).

	Tipo	Causa	Período característico
Ondas curtas	Vaga (sea wave)	Vento	Até 12-15 s
	Ondulação (swell)	Vagas	Até 25-30 s
Ondas longas	Batimento (surf beat)	Grupo de ondas	1 a 5 min
	Seichas	Variação da pressão	2 a 40 min
		Flutuação do vento	
	Ressonância	Tsunami	
		Batimento	
	Tsunami	Sismo	5 a 60 min
	Maré	Ação gravítica Sol+Lua	12 e 24 h
	Sobreelevação (storm surge)	Baixa pressão	1 a 30 dias

2.3.2. INTERACÇÃO ENTRE ONDAS E ESTRUTURAS

2.3.2.1. Reflexão

Qualquer estrutura que interage com a agitação marítima vai reflectir uma parte da energia incidente para o largo. Esta energia reflectida pode causar problemas dentro do porto ou áreas adjacentes devido ao aumento da perturbação das ondas, dificultando as operações de manobra e a navegabilidade, provocando ainda erosão na fundação da estrutura. Estes problemas são particularmente visíveis em estruturas verticais impermeáveis em que a onda incidente é reflectida quase na totalidade.

Este fenómeno é quantificado pelo coeficiente de reflexão, C_r , igual ao quociente entre a altura de onda reflectida e a altura de onda incidente, ou seja,

$$C_r = \frac{H_r}{H_i} \quad (2.1)$$

Este coeficiente depende das características da estrutura reflectora, nomeadamente a inclinação do talude, β , a rugosidade e a porosidade. Depende também de algumas características das ondas, como a declividade (razão entre a altura de onda (H) e o comprimento de onda (L)) e a altura relativa (H/d, sendo d a profundidade da água).

2.3.2.2. Transmissão

Para cumprir a sua principal função de evitar a propagação da agitação marítima para sotamar, deve-se ter particular cuidado no dimensionamento de quebramares, minimizando a transmissão das ondas. O fenómeno de transmissão ocorre devido à passagem da energia das ondas através da estrutura do quebramar e devido à ocorrência de galgamentos. A ocorrência de galgamentos aumenta o coeficiente de transmissão, por isso, o coroamento da estrutura deve ter uma cota suficientemente elevada para minimizar a existência e a frequência destes. Para além de afectar todos os equipamentos, instalações e embarcações que existem a sotamar da estrutura, a ocorrência exagerada de galgamentos também influencia a estabilidade da estrutura devido às solicitações sobre o quebramar.

Em geral, a transmissão da agitação marítima é quantificada pelo coeficiente C_t , igual ao quociente entre a altura de onda transmitida e a altura de onda incidente, ou seja:

$$C_t = \frac{H_t}{H_i} \quad (2.2)$$

2.3.2.3. Rebentação

A propagação das ondas para zonas pouco profundas caracteriza-se pelo colapso das ondas devido à diminuição do comprimento de onda e consequente aumento da altura e velocidade de propagação. Este fenómeno denomina-se por rebentação das ondas.

McCowan (1891) estabeleceu uma relação entre a altura de onda máxima quando esta rebenta, H_b , e a profundidade da água correspondente, d_b , dada pela seguinte equação,

$$\frac{H_b}{d_b} = 0,78 \quad (2.3)$$

A rebentação pode ser classificada, consoante o número de Iribarren, em quatro tipos: rebentação progressiva, rebentação mergulhante, rebentação colapsante e rebentação oscilante. Na Figura 2.7 são apresentados os vários tipos de rebentação e os correspondentes valores do número de Iribarren consoante cada tipo de rebentação. Este parâmetro foi definido para ondas que rebentam sobre praias, mas também pode ser utilizado para definir o tipo de rebentação sobre estruturas. O número de Iribarren define-se pela relação entre o ângulo do talude com a horizontal, α , com a declividade da onda ao largo, s_0 . O seu valor é calculado através da seguinte equação,

$$\xi_0 = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_0}} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} \quad (2.4)$$

A Figura 2.8 apresenta exemplos reais para cada tipo de rebentação.

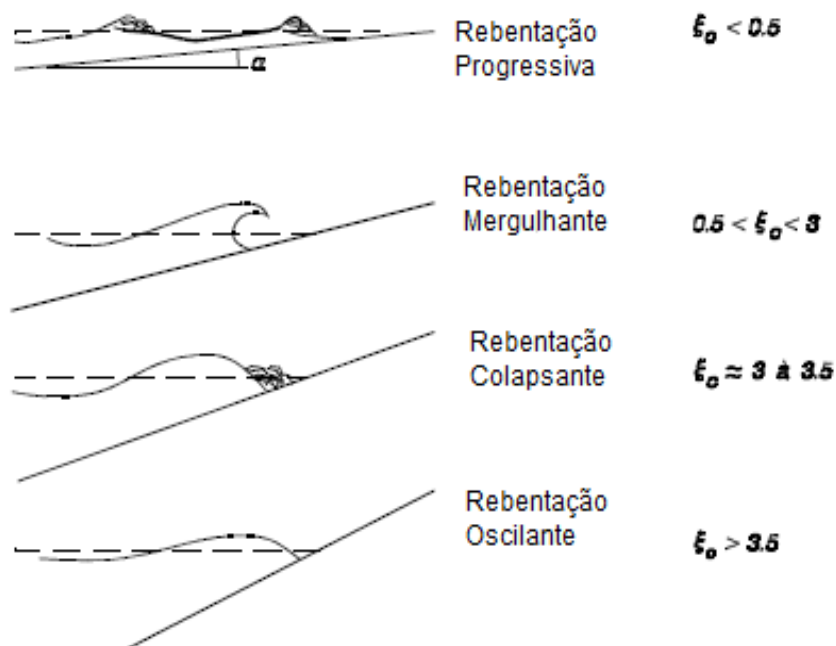


Figura 2.7 - Tipos de rebentação (CEM, 2006).



a) Rebentação progressiva



b) Rebentação mergulhante



c) Rebentação oscilante



d) Rebentação colapsante

Figura 2.8 – Exemplos reais dos tipos de rebentação (Rodrigues, 2013).

2.3.2.4. Galgamento

Allsop *et al.* (1995) desenvolveram um método para determinar o caudal de galgamento em estruturas de paramento vertical, com base na seguinte expressão empírica.

$$\frac{Q}{(gH_s^3)^{0.5}} = 0.03 \exp\left(\frac{-2.05R_c}{H_s}\right) \quad (2.5)$$

em que Q representa o caudal de galgamento por metro de paramento do quebramar, H_s a altura de onda significativa, R_c a altura livre do paramento vertical (altura do coroamento do paramento vertical acima do nível da água) e g a aceleração da gravidade.

O método começa por definir se a agitação é pouco ou muito reflectida pela estrutura através do seguinte parâmetro:

$$h^* = \frac{h}{H_s} \frac{2\pi h}{(gT_m)^2} \quad (2.6)$$

em que h representa a profundidade de água na base da estrutura e T_m o período da onda.

Para $h^* > 0,3$ o caudal de galgamento é dado pela seguinte equação, válida para $0,03 < R_c/H_s < 3,2$, sendo, este caso, a agitação significativamente reflectida,

$$Q\# = 0.05 \exp\left(\frac{-2.78R_c}{H_s}\right) \quad (2.7)$$

em que $Q\#$ representa o caudal de galgamento adimensional dado por $Q/(gH_s^3)^{0.5}$.

Para $h^* \leq 0,3$ a agitação é pouco reflectida e o caudal de galgamento é calculado através da seguinte equação,

$$Q_h = 0.000137 R_h^{-3.24} \quad (2.8)$$

em que Q_h representa o caudal de galgamento adimensional e R_h a altura livre adimensional, calculados através da equação (2.9) e (2.10), respectivamente, válidas para $0,05 < R_h < 1,00$.

$$Q_h = \frac{Q}{(gh^3)^3} \quad (2.9)$$

$$R_h = \left(\frac{R_c}{H_s} \right) h^* \quad (2.10)$$

Se a agitação não for perpendicular à estrutura e para o caso de agitação significativamente reflectida, a equação (2.7) é modificada, obtendo-se,

$$Q\# = 0.05 \exp \left(\frac{-2.78 R_c}{\gamma H_s} \right) \quad (2.11)$$

em que γ representa o factor de redução de ângulo, igual a $1 - 0.0062\beta$, para $0^\circ < \beta \leq 45^\circ$ e a 0,72 para $\beta > 45^\circ$.

Para o caso da agitação ser pouco reflectida, não existem estudos experimentais para a caracterização deste tipo de situação.

2.3.3. AÇÃO DAS ONDAS

As diferentes formas de impacto sobre a estrutura e os correspondentes esforços dependem das características da agitação marítima incidente. Segundo Oumeraci *et al.* (1997) podem ser definidos três regimes de forças de impacto com a estrutura vertical, dependendo do tipo de rebentação: sem rebentação, rebentação sobre a estrutura (com e sem aprisionamento de ar) e rebentação antes da onda atingir a estrutura.

Quando a onda atinge a estrutura, experimenta, por parte das suas partículas fluidas, uma desaceleração brusca, originando forças de curta duração e elevada intensidade, denominada de força dinâmica de impacto ou força horizontal de impacto.

Kortenhaus e Oumeraci (1998), com base em ensaios bidimensionais com agitação irregular, propuseram um esquema que permite identificar os diferentes tipos de regimes de forças horizontais em estruturas monolíticas em função da sua geometria e das características da agitação, Figura 2.9. Este esquema baseia-se em três parâmetros adimensionais que dependem da geometria da estrutura, da profundidade e das características da onda incidente, como: a relação entre a altura do talude e a profundidade da água, h_b^* ; a relação entre a altura de onda incidente na estrutura e a profundidade da água, H_s^* e a relação entre a distância entre $h_b/2$ e a base do caixotão com altura de onda, a uma profundidade de h_s , B^* .

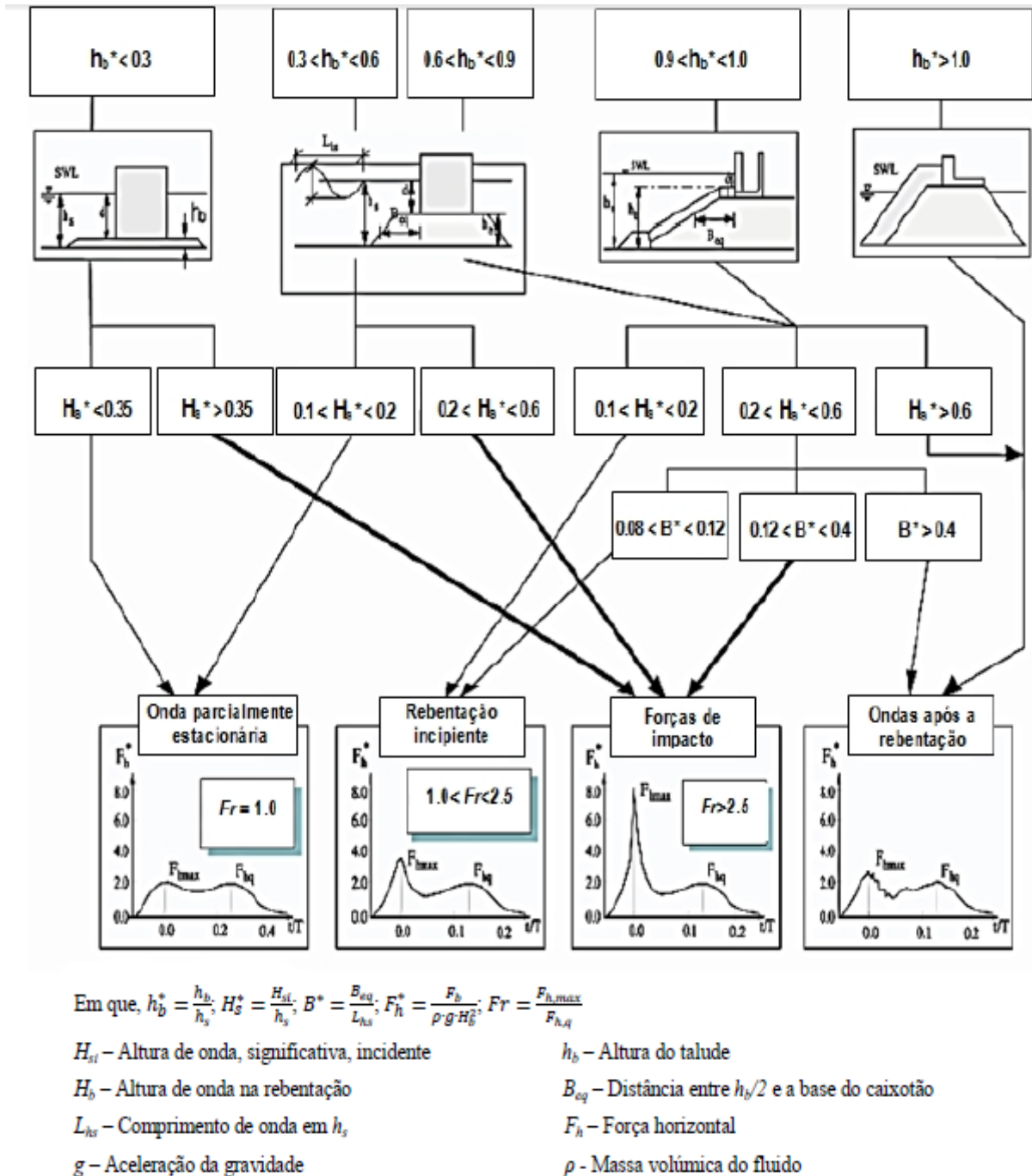


Figura 2.9 - Regime de forças em estruturas verticais expostas à agitação (Kortenhaus e Oumeraci, 1998).

2.3.3.1. Ações para Ondas Sem Ocorrência de Rebentação

Quando a interação entre a onda e a estrutura se realiza sem ocorrência de rebentação, Figura 2.10, a estrutura é submetida à acção de uma onda estacionária, que resulta da interacção entre a onda incidente e a reflectida. A força exercida sobre a estrutura pode ser considerada como quase-estática, devido aos seus valores máximos de pouca intensidade e quase coincidentes com a elevação da superfície livre.

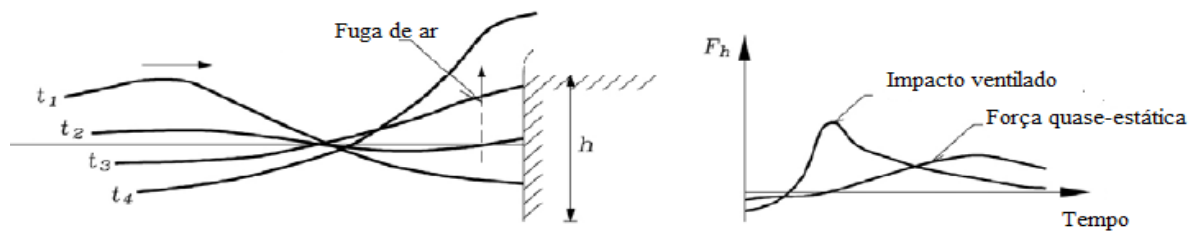


Figura 2.10 - Impacto da onda sobre a estrutura sem rebentação e variação da respectiva força horizontal (CEM, 2006).

2.3.3.2. Ações para Ondas com Ocorrência de Rebentação

No caso de ocorrência de rebentação mergulhante, Figura 2.11, a onda desenvolve uma frente quase vertical que embate na estrutura. A força de impacto caracteriza-se por um primeiro máximo de elevada amplitude e curta duração, seguido de oscilações de pequena amplitude.

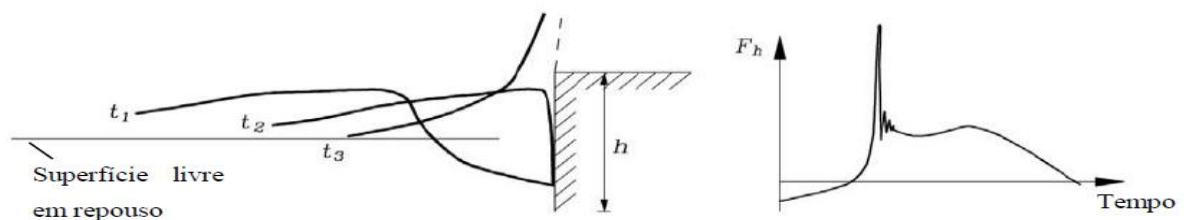


Figura 2.11 - Impacto da onda sobre a estrutura com rebentação e variação da respectiva força horizontal, sem aprisionamento de ar (CEM, 2006).

Quando a onda alcança a estrutura durante o processo de rebentação mergulhante, o impacto dá-se com aprisionamento de ar entre a coluna de água e a estrutura, dando origem a um primeiro máximo de força, seguido de oscilações de curta duração e elevada frequência. O primeiro pico de força deve-se ao impacto da crista da onda quando embate na estrutura, ponto A da Figura 2.12, que é seguido de um segundo máximo devido à compressão da bolsa de ar existente entre a frente de onda e a estrutura, ponto B. A forte oscilação deve-se à libertação gradual do ar aprisionado. Com o aumento da distância entre a posição de rebentação e a estrutura, verifica-se uma diminuição do pico da força, uma vez que a quantidade de ar retida entre a frente de onda e a parede vertical aumenta.

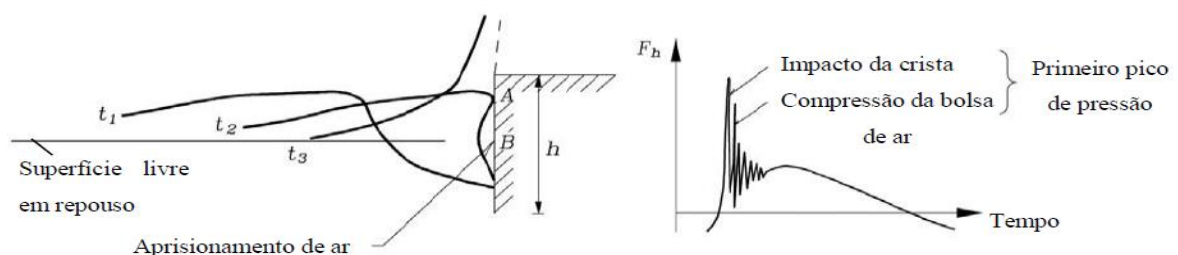


Figura 2.12 - Impacto da onda sobre a estrutura com rebentação e variação da respectiva força horizontal, com aprisionamento de ar (CEM, 2006).

Quando a onda rebenta antes da estrutura, a amplitude e a duração da força de impacto, dependem da distância entre o ponto de rebentação e a estrutura. O primeiro máximo é registado ao nível da água em repouso, ou na sua proximidade, Figura 2.13. A força de impacto apresenta bastantes oscilações, devido à turbulência na frente da onda, que correspondem à mistura de ar e água que atinge a estrutura. Quando comparada com a força de impacto do regime em que a onda rebenta sobre a estrutura, a força de impacto neste caso apresenta uma amplitude menor.

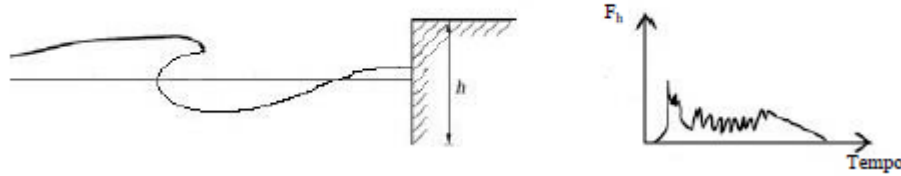


Figura 2.13 - Impacto da onda rebentada antes da estrutura e respectiva força horizontal (Rodrigues, 2013).

2.3.4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

2.3.4.1. Método de Sainflou

Em 1928, Sainflou introduziu um novo método para a determinação das pressões provocadas pela acção das ondas sem ocorrência de rebentação, baseado na teoria de onda de segunda ordem de Stokes. Considerou que a estrutura não sofre galgamentos e ocorre uma reflexão total das ondas. Este método veio melhorar o método proposto por Benezit (1923). O método de Sainflou foi simplificado de modo a fornecer um diagrama de pressões para a crista e para a cava da onda. Como se pode ver na Figura 2.14 o diagrama a barlar corresponde às pressões actantes no quebramar, quando a crista interage com a estrutura, sendo que o diagrama a sotamar representa as pressões actantes quando a cava atinge a estrutura.

Os valores máximos das pressões ao nível da água correspondentes à crista e à cava da onda, são calculados através das equações (2.13) e (2.15). O parâmetro δ_0 presente no cálculo das pressões ao nível da água representa a variação do nível médio da água do mar, aumento ou decréscimo, consoante esteja a crista ou a cava da onda a interagir com o quebramar. Outras variáveis como a altura de onda incidente (H), o comprimento de onda no local (L), a profundidade da água em frente à estrutura (h_s) e a massa volúmica da água (ρ_w) são também necessárias ao cálculo das pressões.

A pressão na base da estrutura é dada pela equação (2.14), que é igual ao valor máximo das subpressões na base.

$$\delta_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi h_s}{L}\right) \quad (2.12)$$

$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s) \frac{H + \delta_0}{h_s + H + \delta_0} \quad (2.13)$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh\left(\frac{2\pi h_s}{L}\right)} \quad (2.14)$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_0) \quad (2.15)$$

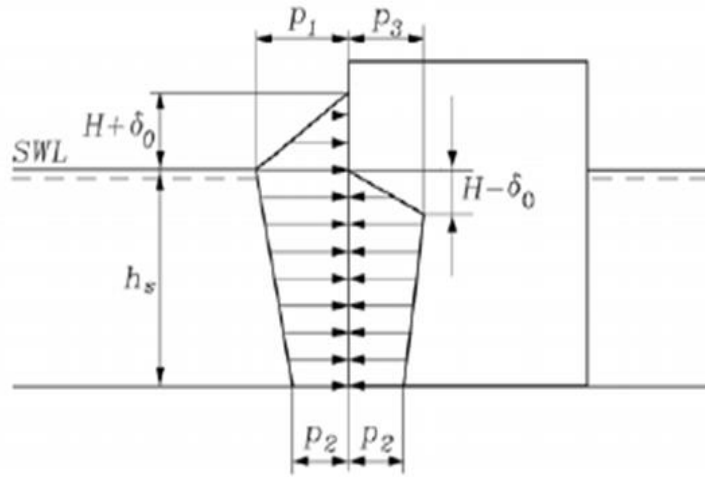


Figura 2.14 - Modelo de Sainflou (CEM, 2006).

2.3.4.2. Método de Minikin

Minikin (1963) sugeriu uma distribuição parabólica das pressões quando há ocorrência de rebentação da onda na parede vertical da estrutura. A pressão dinâmica p_m tem o valor máximo ao nível da superfície livre da água atingindo o valor nulo à distância de $H_b/2$ acima e abaixo do nível médio da água, equação (2.16), Figura 2.15. A força horizontal resultante correspondente à área do diagrama de pressões dinâmicas e hidrostáticas é calculada através da equação (2.17).

$$p_{máx} = \frac{1}{2} \rho_w g C_{mk} \frac{H_b}{L_0} \frac{d}{h} (d + h) \quad (2.16)$$

$$F_{resultante} = \frac{H_b p_{máx}}{3} + \frac{\rho_w g H_b}{2} \left(\frac{H_b}{4} + d \right) \quad (2.17)$$

em que C_{mk} representa o coeficiente de impacto, d a profundidade da água à frente da estrutura, L_0 o comprimento de onda ao largo, igual a $gT^2/2\pi$, h a profundidade de água à distância de um comprimento de onda do quebramar, associado a um período de pico e H_b a altura de onda.

O método de Minikin já não é utilizado no dimensionamento de quebramares verticais. Allsop *et al.* (1996) mostraram que a força de impacto horizontal calculada pelo método de Minikin está incorrecta devido à diminuição da força com o aumento do comprimento da onda.

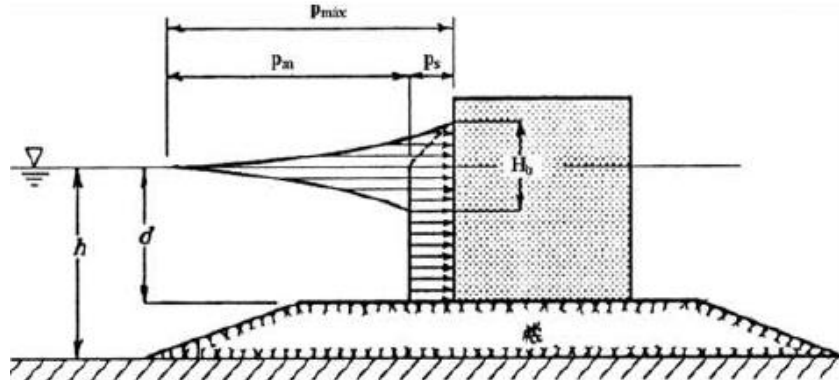


Figura 2.15 - Modelo de Minikin, adoptado de d'Angremond *et al* (2004).

2.3.4.3. Método de Goda

Goda (1973) utilizou elementos de estudos teóricos e laboratoriais para desenvolver um novo método de cálculo das forças actuantes sobre um quebramar vertical. A principal vantagem deste método é que pode ser utilizado para todas as condições de ondulação, ou seja, para ondas com ou sem ocorrência de rebentação. Como se pode observar na Figura 2.16, a distribuição das pressões resultantes a barlar assume uma forma trapezoidal e a subpressão dinâmica ao longo da base do quebramar possui uma distribuição triangular.

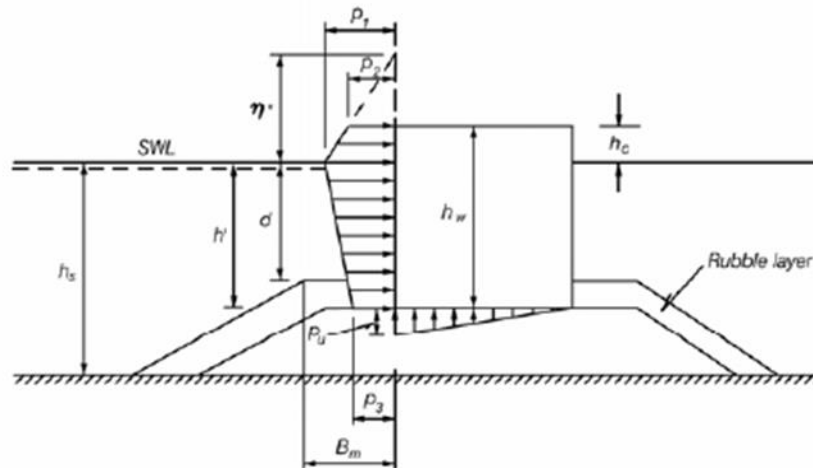


Figura 2.16 - Modelo de Goda (CEM,2006).

O nível máximo até onde a onda exerce pressão na estrutura pode ser determinado através da equação (2.18), em que H_D representa a altura de onda de projecto e β o ângulo de incidência da onda com a estrutura.

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (2.18)$$

As pressões actuantes sobre a estrutura são determinadas através das seguintes equações:

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cos^2 \beta) \rho_w g H_D \quad (2.19)$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) p_1 & \text{para } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{para } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (2.20)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (2.21)$$

Em que os coeficientes α_1 , α_2 , α_3 e α^* são dependentes da profundidade e das características da agitação incidente, podendo ser calculados através das seguintes equações:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h_s / L}{\sinh(4\pi h_s / L)} \right]^2 \quad (2.22)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2; \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (2.23)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s / L)} \right] \quad (2.24)$$

Takahashi (1996), recorrendo a ensaios experimentais para avaliar o fenómeno de instabilidade associado ao deslizamento de quebramares, modificou a fórmula proposta por Goda, alterando o valor associado ao aumento de pressão devido à rebentação sobre a estrutura, α^* , de modo a incluir as forças impulsivas, ou seja, considerando o efeito da rebentação. O coeficiente α^* , inicialmente considerado igual a α_2 (equação (2.23)), pode ser determinado através da equação (2.25).

$$\alpha_* = \max \{ \alpha_2; \alpha_1 \} \quad (2.25)$$

em que:

$$\alpha_1 = \alpha_{10} \cdot \alpha_{11} \quad (2.26)$$

$$\alpha_{10} = \begin{cases} H_D / d & \text{para } H_D / d \leq 2 \\ 2.0 & \text{para } H_D / d > 2 \end{cases} \quad (2.27)$$

$$\alpha_{11} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \text{para } \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot (\cosh \delta_2)^{\frac{1}{2}}} & \text{para } \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (2.28)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20 \cdot \delta_{11} & \text{para } \delta_{11} \leq 0 \\ 15 \cdot \delta_{11} & \text{para } \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (2.29)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (2.30)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9 \cdot \delta_{22} & \text{para } \delta_{22} \leq 0 \\ 3 \cdot \delta_{22} & \text{para } \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (2.31)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (2.32)$$

em que B_m representa a largura da berma da plataforma da fundação.

Os factores de modificação da estrutura λ_1 , λ_2 e λ_3 foram introduzidos por Tanimoto *et al.* (1976). Para estruturas de paramento vertical estes coeficientes são iguais à unidade.

No caso em que se adopte uma solução com protecção do paramento a barlar, os factores de modificação da estrutura são determinados através das seguintes equações, Takahashi *et al.* (1990).

$$\lambda_3 = \lambda_1 = \begin{cases} 1.2 - 1.0(H_D / h_s) & \text{para } H_D / h_s < 0 \\ 1.2 - 0.67(H_D / h_s) & \text{para } 0.3 \leq H_D / h_s \leq 0.6 \\ 1.2 - 0.80(H_D / h_s) & \text{para } H_D / h_s > 0.6 \end{cases} \quad (2.33)$$

$$\lambda_2 = 0 \quad (2.34)$$

A subpressão é calculada pela seguinte equação:

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_D \quad (2.35)$$

As variáveis envolvidas têm o seguinte significado:

- H_D representa a altura de onda de projecto definida como a máxima que ocorre mesmo em frente ao quebramar. Se o quebramar estiver localizado na zona de rebentação, então H_D é estimada a uma distância de $5H_s$ a barlamar do quebramar. Mas, se o quebramar estiver localizado a profundidades superiores, $H_D = H_{m\acute{a}x} = 1,8H_s$ [m];
- d é a profundidade de água em frente ao pé do talude [m];
- g representa a aceleração da gravidade [m/s^2];
- ρ_w é a massa volúmica da água [kg/m^3];
- h_b corresponde à profundidade de água a uma distância de $5H_s$ a barlamar do quebramar [m];
- L representa o comprimento de onda [m] correspondente a $T_{1/3} \approx 1,2T_m$ (em que T_m representa o período de onda médio);
- β é a direcção das ondas tendo como referencial a normal do quebramar (para as ondas com direcção normal ao quebramar $\beta = 0^\circ$).

Por metro linear de comprimento da estrutura [kN/m], o somatório das forças horizontais, F_H , o somatório das forças verticais, F_U , e o peso próprio reduzido da estrutura vertical devido à impulsão, F_G , são calculados pelas seguintes equações:

$$F_H = U_{F_H} \left[\frac{1}{2} (p_1 + p_2) h_c^* + \frac{1}{2} (p_1 + p_3) h' \right] \quad (2.36)$$

$$F_U = U_{F_U} \frac{1}{2} p_u B \quad (2.37)$$

$$F_G = \rho_c g B h_w - \rho_w g B h' \quad (2.38)$$

Em que:

- $h_c^* = \min \{ \eta^*, h_c \}$;
- h_w representa a altura total da estrutura [m];
- h' representa a altura da estrutura submersa até ao SWL [m];
- ρ_c representa a massa volúmica do material constituinte da estrutura [kg/m^3];
- ρ_w representa a massa volúmica da água [kg/m^3];
- U_{FH} é o factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com a força horizontal;
- U_{FU} é o factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com a força vertical.

Os correspondentes momentos no vértice da base da estrutura a sotamar, podem ser determinados de acordo com as seguintes equações:

$$M_H = U_{M_H} \left[\frac{1}{6} (2p_1 + p_3) h'^2 + \frac{1}{2} (p_1 + p_2) h' h_c + \frac{1}{6} (p_1 + 2p_2) h_c^2 \right] \quad (2.39)$$

$$M_U = U_{M_U} \cdot \frac{1}{3} p_u \cdot B^2 \quad (2.40)$$

$$M_G = \frac{1}{2} B^2 g (\rho_c h_w - \rho_w h') \quad (2.41)$$

em que:

- U_{MH} representa o factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com o momento das forças horizontais;
- U_{MU} representa o factor de correcção de erros sistemáticos e de erros de incerteza relacionados com o momento das forças verticais.

Os valores médios para os factores de correcção dos erros sistemáticos e de incerteza são apresentados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Valores médios dos factores de correcção dos erros sistemáticos e de incerteza (CEM, 2006).

Variável estocástica X	Valor médio	Sem testes em modelo		Com testes em modelo	
		Desvio padrão σ_{x_i}	σ_{x_i}/μ_{x_i} (%)	Desvio padrão σ_{x_i}	σ_{x_i}/μ_{x_i} (%)
U_{FH}	0,90	0,25	0,22	0,05	0,055
U_{FU}	0,77	0,25	0,32	0,05	0,065
U_{MH}	0,81	0,40	0,49	0,10	0,12
U_{MU}	0,72	0,37	0,51	0,10	0,14

2.3.4.4. Método do Projeto PROVERBS

No âmbito do projecto Europeu PROVERBS foi desenvolvido um novo método baseado em ensaios realizados em modelos de pequena e grande escala e ainda com base em considerações teóricas e estatísticas. A determinação das pressões horizontais e das pressões actantes na base do quebramar variam no tempo, sendo, por isso, aplicáveis à análise dinâmica da estabilidade estrutural e geotécnica [Agerschou *et al.*, 2004].

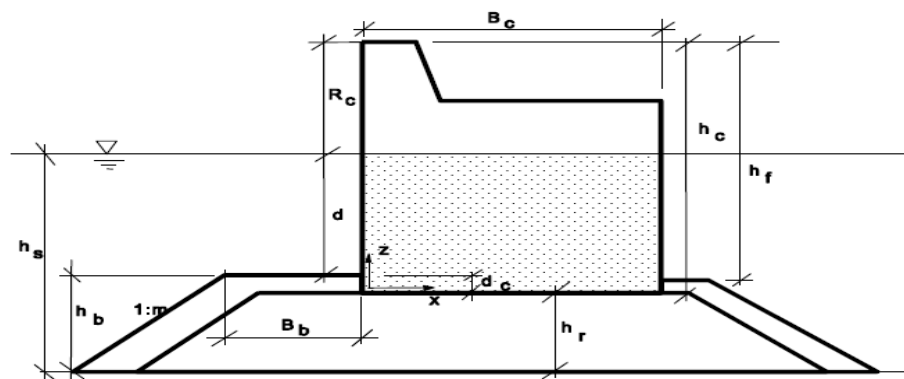


Figura 2.17 – Modelo do projecto PROVERBS.

A altura de onda na rebentação à frente da estrutura é dada pela seguinte fórmula:

$$H_b = L_{pi}(0.1025 + 0.0217C^*) \tanh\left(\frac{2\pi k_b h_s}{L_{pi}}\right) \quad (2.42)$$

em que L_{pi} representa o comprimento de onda à profundidade h_s para um período de onda de pico T_p , sendo o seu valor determinado através da equação (2.43). O comprimento de onda ao largo, L_0 , é calculado pela equação (2.44).

$$L_{pi} = L_0 \left[\tanh \left(2\pi \cdot \frac{h_s}{L_0} \right)^{\frac{3}{4}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2.43)$$

$$L_0 = \frac{gT_p^2}{2\pi} \quad (2.44)$$

Para quebra-mares verticais assentes em prismas de fundação pouco espessos os valores dos coeficientes de reflexão (C_r) variam entre 0,70 e 0,95.

$$C^* = \frac{1 - C_r}{1 + C_r} \quad (2.45)$$

A equação (2.46) representa o cálculo do coeficiente empírico de correção, k_p ,

$$k_b = 0.0076 \left(\frac{B_{eq}}{d} \right)^2 - 0.1402 \left(\frac{B_{eq}}{d} \right) + 1 \quad (2.46)$$

em que B_{eq} representa a largura equivalente da berm de fundação, e pode ser determinada através da equação (2.47), e a profundidade da água à frente da estrutura é igual a d .

$$B_{eq} = B_b + \frac{h_b}{2 \tan \alpha} \quad (2.47)$$

As variáveis h_b e B_b são a altura e a largura de fundação, respectivamente, Figura 2.17. O ângulo que o talude de fundação faz com a horizontal é representado pelo ângulo α .

A força relativa total horizontal $F_{h, \text{máx}}^*$, correspondente a uma distribuição generalizada de valor extremo (GEV) pode ser calculada pela seguinte equação:

$$F_{h, \text{máx}}^* = \frac{\alpha}{\gamma} \left\{ 1 - \left[-\ln P(F_{h, \text{máx}}^*) \right]^\gamma \right\} + \beta \quad (2.48)$$

A probabilidade de determinado valor de $F_{h, \text{máx}}^*$ não ser excedido, $P(F_{h, \text{máx}}^*)$, deve ser considerada igual a 90%.

O Quadro 2.3 apresenta alguns valores dos coeficientes α , β e γ em função da inclinação dos fundos.

Quadro 2.3 - Valores dos parâmetros da distribuição GEV

Inclinação do fundo	Nº ondas	α	β	γ
1:7	116	2,896	6,976	-0,526
1:10	159	10,209	12,761	-0,063
1:20	538	3,745	7,604	-0,295
1:50	3321	1,910	3,268	-0,232

A equação seguinte permite determinar a força máxima total horizontal.

$$F_{h, \text{máx}} = F_{h, \text{máx}}^* \rho g H_b^2 \quad (2.49)$$

Por razões práticas, a distribuição real da força é simplificada através de uma distribuição triangular equivalente, mantendo o seu valor máximo $F_{h, \text{máx}}^*$ e os impulsos $I_{r, Fh}$ (momento provocado pela massa de água envolvida no impacto) e $I_{d, Fh}$ (momento provocado pela massa total da onda rebentada que se move em direcção à estrutura) correspondente a um período de tempo de crescimento do impacto (t_r) e uma duração total de impacto (t_d).

O período de tempo natural de crescimento do impacto ($t_{r, Fh}$) correspondente ao aumento da intensidade das forças até atingir o valor máximo é calculado pela seguinte equação:

$$t_{r, Fh} = k \cdot 8.94 \frac{\sqrt{d_{\text{eff}} / g}}{F_{h, \text{máx}}^*} \quad (2.50)$$

$$t_r = k' \cdot \frac{\sqrt{d_{\text{eff}} / g}}{F_{h, \text{máx}}^*} \quad (2.51)$$

A profundidade de água efectiva, d_{eff} , calculada pela equação (2.52) representa a profundidade que origina a rebentação da onda.

em que, B_{rel} representa a largura da berma do talude de fundação e m_{rel} a inclinação do talude de fundação.

$$d_{eff} = d + B_{rel} \cdot m_{rel} \cdot (h_s - d) \quad (2.52)$$

$$B_{rel} = \begin{cases} 1 & \text{para } B_b / L \leq 1 \\ 1 - 0.5 \frac{B_b}{L} & \text{para } B_b / L > 1 \end{cases} \quad (2.53)$$

$$m_{rel} = \begin{cases} 1 & \text{para } m < 1 \\ \frac{1}{\sqrt{m}} & \text{para } m \geq 1 \end{cases} \quad (2.54)$$

As equações (2.55) e (2.56) representam a duração equivalente total do impacto (t_d) para uma aproximação determinística ou probabilística, respectivamente.

$$t_d = t_r \left[2.0 + 8.0 \exp \left(-18 \frac{t_r}{T_p} \right) \right] \quad (2.55)$$

$$t_d = \frac{-c}{\ln(t_r)} \quad (2.56)$$

A constante c corresponde a um parâmetro empírico com uma distribuição Gaussiana de valor médio igual a 2,17 e desvio padrão de 1,08.

A Figura 2.18 apresenta a distribuição da pressão ao lado do paramento para a aplicação da força simplificada.

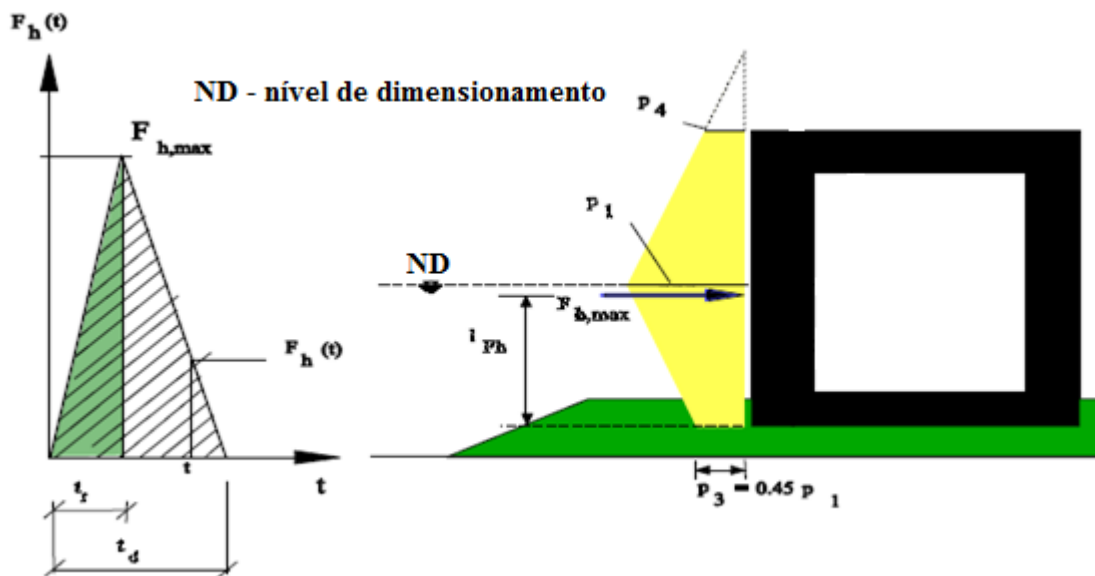


Figura 2.18 - Distribuição da pressão ao longo do paramento para a aplicação da força simplificada.

A equação seguinte representa a cota máxima da eventual distribuição da pressão, apresentada na Figura 2.18.

$$\eta^* = 0.8H_b \quad (2.57)$$

Como se pode ver na equação (2.58) a pressão na base da estrutura, p_3 , é função da pressão máxima para o nível de água de dimensionamento.

$$p_3 = 0.45p_1 \quad (2.58)$$

A pressão máxima de impacto p_1 pode ser calculada através da forma triangular da força de impacto simplificada, em que $F_h(t)$ representa a área do diagrama de pressões em qualquer instante t , para uma altura do paramento vertical infinita, e pode ser calculada através da seguinte equação:

$$F_h(t) = \frac{1}{2} p_1(t) \cdot 0.8H_b + (d + d_c)p_3 + \frac{1}{2}(d + d_c) \cdot (p_1(t) - p_3) \quad (2.59)$$

Após a substituição dos valores de p_3 e η^* na equação (2.59), a equação para a determinação do valor da pressão máxima de impacto será a seguinte:

$$p_1(t) = \frac{F_h(t)}{0.4 \cdot H_b + 0.7 \cdot (d + d_c)} \quad (2.60)$$

Em caso de ocorrência de galgamentos, parte da energia da onda é dissipada, reduzindo-se assim a força de impacto sobre a estrutura. Este efeito é tido em conta não considerando as pressões acima da estrutura,

$$p_4 = \begin{cases} 0 & \text{para } \eta^* < R_c \\ \frac{\eta^* - R_c}{\eta^*} p_1 & \text{para } \eta^* \geq R_c \end{cases} \quad (2.61)$$

A força horizontal $F_h(t)$ calculada na equação (2.59) será substituída pela seguinte equação no caso de ocorrência de galgamentos,

$$F_{h,máx,ov} = F_{h,máx} - \frac{1}{2} \cdot (\eta^* - R_c) \cdot p_4 \quad (2.62)$$

O braço da força $F_{h,máx}$ pode ser determinado através da seguinte equação:

$$l_{Fh}(t) = \frac{p_1 \eta_{ov}^2 + 3p_1 d' \eta_{ov} + 3p_4 \eta_{ov} d' + 2p_4 \eta_{ov}^2 + 2p_1 d'^2 + p_3 d'^2}{6F_h(t)} \quad (2.63)$$

em que as variáveis η_{ov} e d' são definidas através das seguintes equações:

$$\eta_{ov} = \min\{\eta^*; R_c\} \quad (2.64)$$

$$d' = d + d_c \quad (2.65)$$

Para a determinação das subpressões na base da estrutura e as correspondentes forças resultantes segue-se o mesmo procedimento atrás apresentado para a determinação das pressões e respectivas forças horizontais.

A força relativa total vertical é calculada através da equação (2.66), assumindo os seguintes valores para os parâmetros da distribuição GEV: $\alpha=2,17$, $\beta=4,384$ e $\gamma=-0,1$.

$$F_{u,máx}^* = \frac{\alpha}{\gamma} \left\{ 1 - \left[-\ln P(F_{u,máx}^*) \right]^\gamma \right\} + \beta \quad (2.66)$$

A força total máxima vertical é calculada de acordo com a seguinte equação em que H_b é determinado através da equação (2.42).

$$F_{u,máx} = F_{u,máx}^* \rho g H_b^2 \quad (2.67)$$

A distribuição temporal da força vertical assume-se, de uma forma simplificada, como sendo triangular. A força vertical máxima corresponde a um período de tempo de crescimento equivalente da força vertical, t_{ru} , e o t_{du} representa a duração equivalente total da força vertical.

O tempo de crescimento equivalente da força vertical, t_{ru} , pode ser calculado recorrendo a uma aproximação determinística através da equação (2.68) ou recorrendo a uma aproximação probabilística como na equação (2.51), em que a constante k' é descrita através de uma distribuição log-normal com um valor médio de 0,16 e um desvio padrão de 0,17.

$$t_{ru} \approx 1.1 \cdot t_{r,Fu} \quad (2.68)$$

Os impulsos causados pelas subpressões correspondentes ao período de tempo de crescimento e à duração total são determinados através das seguintes equações:

$$l_{r,Fu} = \frac{1}{2} F_{u,máx} \cdot t_{ru} \quad (2.69)$$

$$l_{d,Fu} = \frac{1}{2} F_{u,máx} \cdot t_{du} \quad (2.70)$$

Por fim, a subpressão do lado da extremidade de sotamar, p_{ru} , é calculada pela seguinte equação,

$$p_{ru} = \rho_w g H_b \left(\frac{H_b}{h_s} - 0.1 \right) \quad (2.71)$$

Por sua vez, a equação (2.72) representa o cálculo da pressão a barlar da base do caixão.

$$p_u = \frac{2F_{u,máx}}{B_c} - p_{ru} \quad (2.72)$$

Na equação seguinte é definido o braço da força vertical aplicada no fundo do caixão,

$$l_{Fu} = \frac{(p_{ru} + 2p_u)B_c^2}{6F_{u,máx}} \quad (2.73)$$

2.3.4.5. Análise de Estabilidade

Segundo Oumeraci (1994), as principais causas de rotura dos quebramares verticais podem ser divididas em três categorias:

- Razões inerentes à estrutura;
- Razões associadas às condições hidráulicas e às cargas;
- Razões associadas às características da fundação e da morfologia dos fundos.

Como razões inerentes à estrutura destacam-se: conceito inadequado de estrutura reflectora, cota demasiado baixa do coroamento e altura excessiva do talude de fundação.

As razões associadas às condições hidráulicas e às cargas são: excedência de altura de onda de projeto, ocorrência de galgamentos, ocorrência de rebentação da onda e consequente ocorrência de forças de impacto, concentração da energia das ondas ao longo da estrutura.

As razões associadas às características da fundação e da morfologia dos fundos são: assentamentos, rotura do talude de fundação, erosão do fundo do mar e da fundação, topografia desfavorável do fundo do mar.

Os mecanismos habituais de rotura de estruturas verticais, bem como a sua estabilidade estrutural são determinados pelo mecanismo de rotura de menor resistência. Os principais modos de rotura podem ser divididos em duas grandes categorias: modos de rotura globais e modos de rotura locais.

2.3.4.6. Modos de Rotura Globais

Os principais modos de rotura globais são:

- Deslizamento;
- Derrube;
- Assentamento do subsolo, deslizamento e rotação a barlar;
- Assentamento do subsolo, deslizamento e rotação a sotamar.

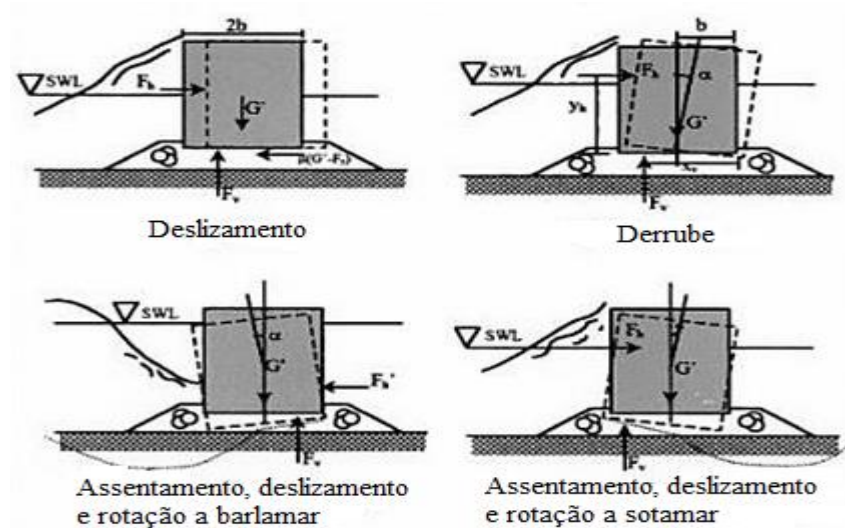


Figura 2.19 - Modos de rotura globais (Kamphuis, 2000).

No presente trabalho serão analisados apenas três tipos habituais de rotura: estabilidade ao deslizamento ao longo da base, derrube em torno da aresta inferior direita e estabilidade da fundação.

- Deslizamento:

A estabilidade ao deslizamento é assegurada se a razão entre a força resultante horizontal e a força resultante vertical seja menor ou igual ao coeficiente de fricção, entre o prisma de fundação e a base da estrutura, ou seja,

$$F_{Segurança} \geq \frac{(F_G - F_U)}{F_H} \cdot \mu \quad (2.74)$$

em que F_G representa o peso próprio da estrutura monolítica, F_U força resultante da acção das subpressões, F_H a força resultante horizontal e μ o coeficiente de fricção entre o talude de fundação e a base da estrutura.

Segundo Takayama (1992), o valor para o coeficiente de fricção, no caso de uma estrutura de betão assente num solo de fundação rochoso, tem um valor médio de 0,636 e um desvio padrão de 0,15.

Takahashi (2002), aconselha que o fator de segurança deve assumir no mínimo o valor de 1,2.

- Derrube:

Para não ocorrer derrube da estrutura, o momento provocado pela força resultante vertical, M_{FG} , deve ser igual ou maior que o somatório dos momentos originados pelas subpressões (M_{FU}) e pela resultante das forças horizontais (M_{FH}) em torno do ponto de rotação da base.

$$F_{Segurança} \geq \frac{M_{FG}}{M_{FU} + M_{FH}} \quad (2.75)$$

Normalmente o valor para o fator de segurança ao derrube é de 1,5, podendo ser menor desde que seja superior a 1,2.

- Estabilidade da fundação:

A capacidade de carga da fundação pode ser calculada com o método de Brinch-Hansen.

$$q_{ult} = s_c i_c N_c c + s_q i_q N_q q + 0.5 s_\gamma i_\gamma N_\gamma \gamma B_e \quad (2.76)$$

em que c representa a coesão do solo de fundação, q a tensão total vertical, γ o peso volúmico do solo, i_c , i_q e i_γ coeficientes correctivos a ter em conta para a inclinação da carga, s_c , s_q e s_γ coeficientes correctivos de forma, N_c , N_q e N_γ parâmetros adimensionais ou factores de capacidade de carga, dependentes apenas do ângulo de atrito do solo, e B_e a largura efectiva da fundação.

Os parâmetros envolvidos no cálculo da capacidade de carga serão calculados pelas seguintes equações:

$$i_c = 1 - \frac{t}{c + p \operatorname{tg}(\varphi)} \quad (2.77)$$

em que $t=F_H/B_e$ e $p=V/B_e$ e

$$i_q = i_c^2 \quad (2.78)$$

$$i_\gamma = i_c^3 \quad (2.79)$$

$$s_c = 1 + 0.2B_e / L_c \quad (2.80)$$

$$s_q = 1 + \sin(\varphi B_e / L_c) \quad (2.81)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4B_e / L_c \quad (2.82)$$

e L_c representa o comprimento da estrutura.

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi \quad (2.83)$$

$$N_q = \frac{(1 + \sin(\varphi)) * e^{\Pi \operatorname{tg} \varphi}}{1 - \sin(\varphi)} \quad (2.84)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi \quad (2.85)$$

A pressão média transmitida pela estrutura à fundação é calculada da seguinte maneira:

$$q = V / B_e \quad (2.86)$$

em que $V=(F_G-F_U)$; $B_e=B-2e$; $e=(M_{FH}+M_{FU})/V$ e $M_{FU}=2/3BF_U$.

A rotura por insuficiente capacidade de carga da fundação é, como é óbvio, um estado limite último de resistência da fundação. O correspondente fator de segurança global é definido como a dada pela equação (2.87) e o seu valor deve ser superior a 1,2.

$$F_{segurança} = \frac{q_{ult}}{q} \quad (2.87)$$

2.3.4.7. Modos de Rotura Locais

Os modos de rotura locais podem favorecer a ocorrência de roturas globais da estrutura.

Os principais modos de rotura locais, são apresentados na Figura 2.20, nomeadamente:

- Erosão da fundação a barlar e a sotamar;
- Puncionamento da estrutura a barlar e sotamar;
- Erosão do fundo do mar e erosão da fundação.

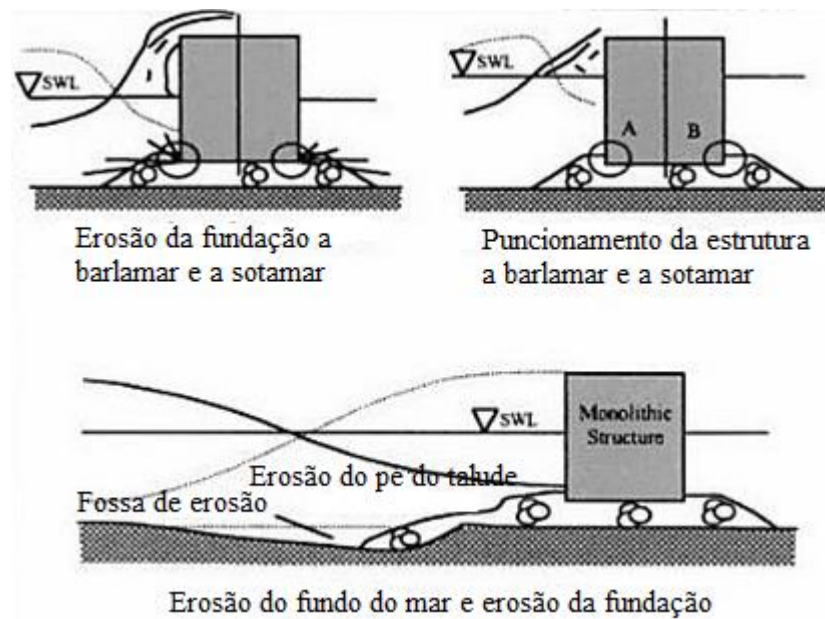


Figura 2.20 - Modos de rotura locais (Kamphuis, 2000).

3

QUEBRAMARES VERTICAIS PERFURADOS

3.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Como foi referido anteriormente, a principal função dos quebramares é criar zonas de abrigo em que a agitação marítima seja mínima, garantindo assim condições favoráveis para a realização das operações de acostagem, carga e descarga de navios.

Em águas profundas a melhor solução para uma obra de abrigo, atendendo os aspectos económicos, construtivos e de manutenção, é a estrutura de paramento vertical. Este tipo de estrutura apresenta como principais desvantagens o seu carácter reflector e as forças de impacto muito superiores às dos quebramares de talude. Deste modo, para se conseguir um equilíbrio entre os custos construtivos e eficácia da absorção da energia incidente das estruturas portuárias foram desenvolvidas as estruturas verticais perfuradas. Assim o impacto das ondas incidentes na parede vertical é dissipado, diminuindo a intensidade das forças atuantes na parede do quebramar.

As estruturas verticais perfuradas caracterizam-se pela câmara dissipadora de energia incidente determinada pela parede perfurada a barlar e a parede impermeável a sotamar. O princípio de funcionamento deste tipo de estrutura consiste na reflexão parcial das ondas incidentes através das aberturas presentes na parede perfurada, sendo a restante energia transmitida para o interior da câmara dissipadora onde será reflectida outra vez, devido ao contacto com a parede posterior da câmara. A dissipação de energia nas estruturas perfuradas é causada, principalmente, pela viscosidade do escoamento, turbulência provocada pela interacção entre os jactos de água, ressonância e pela diferença de nível de água à frente da estrutura e no interior da câmara dissipadora. Ou seja, quanto maior a diferença do nível de água entre os dois lados da parede perfurada, maior será a dissipação de energia.

Apesar da sua maior complexidade e custo de construção, quando comparadas com as estruturas de paramento vertical opaco, as estruturas perfuradas são cada vez mais utilizadas para aplicações, tanto em ambientes marítimos calmos (cais de acostagem), como também em ambientes marítimos mais energéticos (quebramar).

Em 1961, Jarlan apresentou pela primeira vez o conceito de estrutura vertical perfurada. A solução proposta consiste num quebramar vertical de caixão de parede frontal perfurada, criando assim uma câmara dissipadora com a parede posterior impermeável.

Em 1966, em Comeau Bay, foi construída a primeira estrutura perfurada.

A porosidade das estruturas verticais perfuradas é concretizada através de fendas orientadas na vertical ou na horizontal, ou através de um conjunto de aberturas circulares ou rectangulares dispostas ao longo da seção vertical. Define-se por porosidade a razão entre a área das aberturas e a área total da

parede vertical, que segundo Oumeraci (2001), o seu valor deve variar entre 15% e 40% para que uma estrutura vertical perfurada seja eficiente. Um outro fator importante na eficiência hidráulica é o comprimento da câmara dissipadora, assumindo valores entre $L/10$ e $L/4$. Ou seja, o comprimento da câmara dissipadora está directamente relacionado com o comprimento de onda.

Os parâmetros fundamentais para o dimensionamento de uma estrutura vertical perfurada são o comprimento da câmara, as dimensões das aberturas, a distância entre as aberturas, a espessura da parede perfurada e o número de câmaras. Estes parâmetros caracterizam-se como sendo de natureza geométrica, sendo os seus valores determinados com base nos parâmetros associados às características da agitação marítima, ou seja, a altura de onda, o comprimento de onda, a profundidade de água dentro e fora da câmara dissipadora, o ângulo de incidência da agitação, entre outros.

3.2. TIPOLOGIAS DE QUEBRAMARES VERTICAIS PERFURADOS

3.2.1. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO DO TIPO JARLAN

Com o objectivo de superar os inconvenientes típicos das estruturas verticais devido ao seu carácter reflector, Jarlan (1961) apresentou o conceito de estrutura marítima anti-reflectora. A inovação deste tipo de estrutura consta numa câmara dissipadora de energia delimitada por uma parede perfurada a barlar e por uma parede impermeável a sotamar (Figura 3.1). A onda incidente é parcialmente transmitida para dentro da câmara dissipadora através dos orifícios da parede frontal e parcialmente reflectida. Dentro da câmara dissipadora é dissipada uma certa parcela de energia devido ao fenómeno de ressonância e turbulência, provocado pelo contacto entre os jactos de água provenientes das aberturas da face perfurada com a água existente no interior da câmara. Estes efeitos são influenciados em grande parte pela porosidade da parede perfurada, pela relação entre o comprimento da câmara dissipadora e comprimento da onda incidente, e pela diferença de nível de água entre os dois lados da parede perfurada.

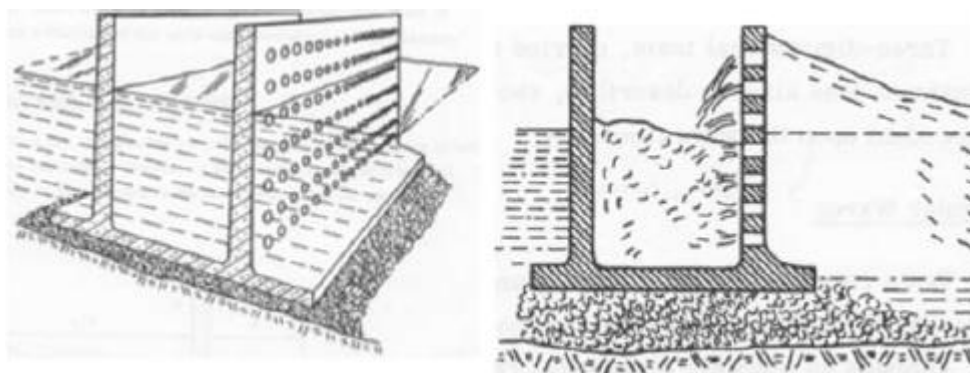


Figura 3.1 - Quebramar perfurado do tipo Jarlan (Jarlan, 1961).

O primeiro estudo experimental com estruturas perfuradas foi realizado por Jarlan (1961). Os ensaios foram realizados num modelo reduzido à escala 1:30 de um quebra-mar com uma câmara dissipadora e parede frontal perfurada com orifícios equidistantes e porosidade $m = \sigma_p / \sigma_u = 0,49$, sendo σ_p a área perfurada e σ_u a área não perfurada. A profundidade de água era igual dentro e fora da câmara, cuja largura era igual à profundidade da água, aproximadamente igual a 10 m em valores do protótipo.

Como resultado destes ensaios Jarlan comprovou que a componente horizontal da velocidade da onda se reduz em grande parte ao passar pelos orifícios.

O estudo analítico realizado por Jarlan (1965) para avaliar a capacidade reflectora da estrutura, baseia-se na aplicação da teoria das ondas estacionárias. Concluiu que o comprimento da câmara dissipadora deve ser directamente proporcional ao comprimento de onda incidente e que para um comprimento adequado da câmara, a abertura dos orifícios da parede perfurada determina a reflexão.

O primeiro quebramar vertical do tipo Jarlan foi construído em 1966 em Comeau Bay (Canadá). Na Figura 3.2 está apresentada a sua secção transversal.

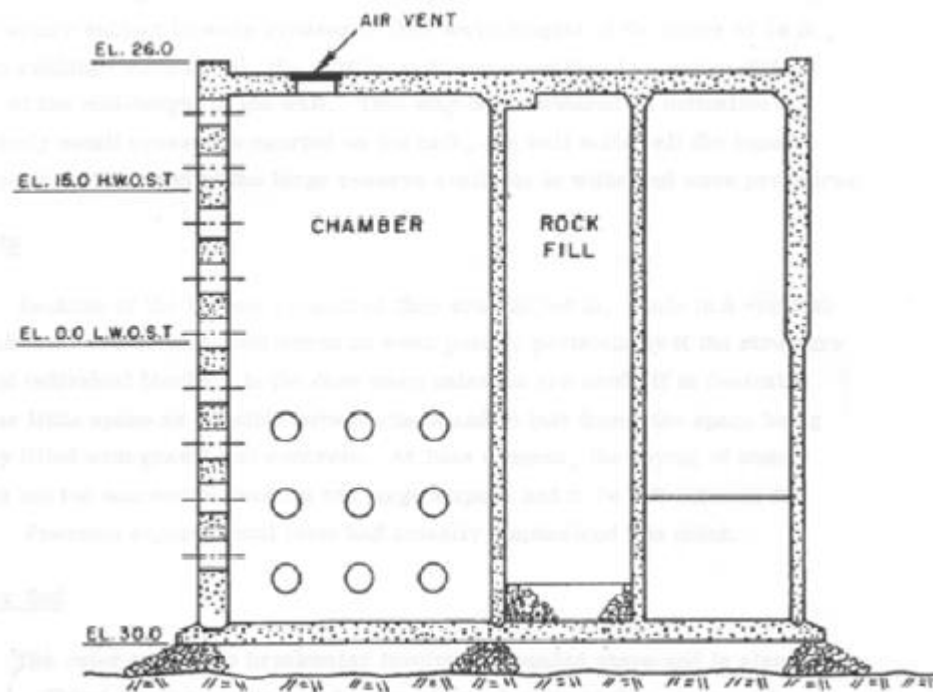


Figura 3.2 - Secção transversal da estrutura utilizada no Porto de Comeau Bay (Garrido, 2011).

3.2.2. QUEBRAMAR VERTICAL PARCIALMENTE PERFURADO

O peso próprio de uma estrutura perfurada é inferior ao de uma estrutura impermeável com a mesma largura, ocorrendo as solicitações mais significativas a sotamar. Por isso, às vezes pode ser difícil dimensionar uma estrutura perfurada para satisfazer os critérios de deslizamento e derrube. No caso em que a capacidade de carga do leito do mar não é suficientemente grande, o peso excessivo a sotamar do caixão podem ter um efeito adverso. Com o objectivo de ultrapassar estes problemas foi desenvolvido o quebramar parcialmente perfurado, que fornece um peso adicional a barlar do caixão. Outras características hidráulicas como a reflexão e o galgamento podem alterar-se em comparação com o quebramar totalmente perfurado.

Uma secção típica deste tipo de quebramar pode-se encontrar no Porto de Nagasaki (Figura 3.3). Foi construído em águas profundas ($d = 38$ m) e dimensionado para condições de agitação moderadas, $H_s = 4,8$ m e $T_p = 10,4$ s. É constituído por uma câmara dissipadora de 4,5 m de altura e 7 m de comprimento, com 1 m de espessura das paredes. A parede perfurada apresenta uma porosidade de aproximadamente 14%.

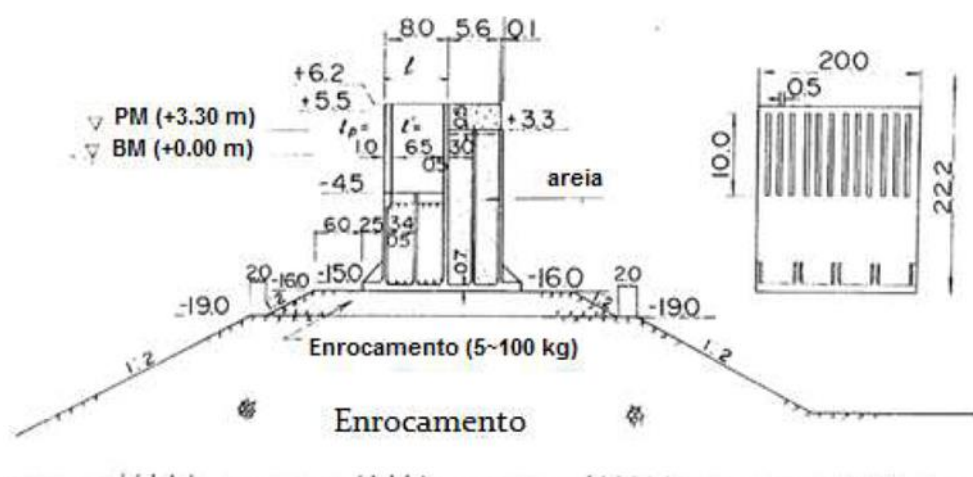


Figura 3.3 - Secção transversal do porto de Nagasaki (Takahashi, 2002).

3.2.3. QUEBRAMAR VERTICAL PEREURADO COM MÚLTIPLAS CÂMARAS

As estruturas apenas com uma câmara dissipadora são sujeitas a uma gama de frequências da agitação incidente limitada, por isso foram desenvolvidas novas estruturas com múltiplas câmaras com o objectivo de aumentar a redução do coeficiente de reflexão para uma gama mais vasta de frequências da agitação incidente.

Bergman *et al.* (2000) realizaram ensaios com ondas regulares e irregulares em estruturas verticais perfuradas com uma câmara dissipadora e com múltiplas câmaras dissipadoras. Comparando os resultados obtidos para cada tipo de estrutura concluíram que as estruturas compostas por múltiplas câmaras são capazes de reduzir o coeficiente de reflexão para uma maior gama de frequências correspondente a um decréscimo das forças actuantes sobre a estrutura.

A Figura 3.4 ilustra a eficiência do amortecimento da onda num sistema com uma e múltiplas câmaras dissipadoras para um determinado intervalo de largura relativa da câmara.

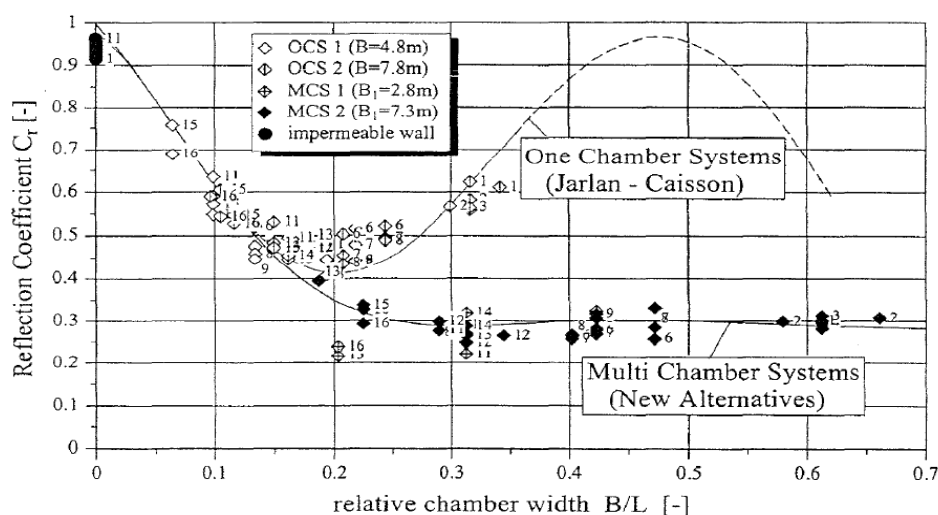


Figura 3.4 - Relação entre o coeficiente de reflexão e a largura relativa da câmara dissipadora.

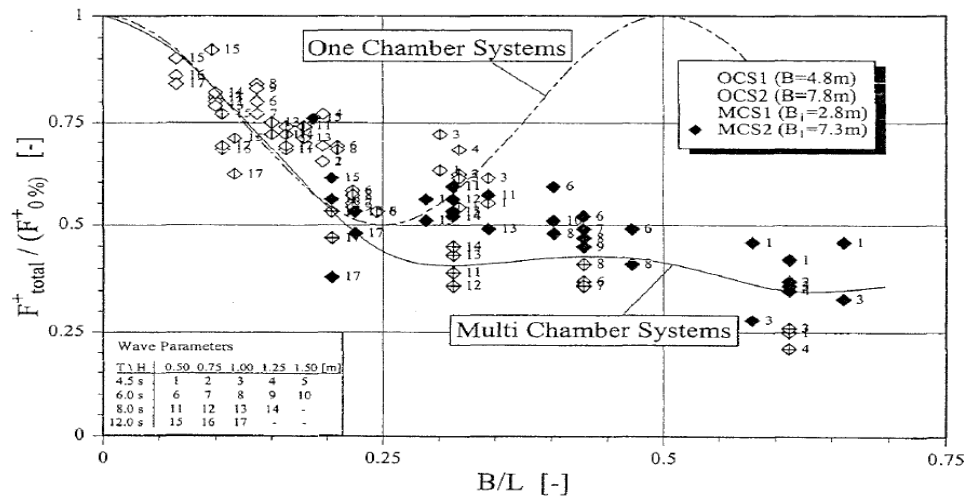


Figura 3.5 - Relação entre a força actuante e a largura relativa da câmara dissipadora.

Um exemplo de aplicação deste tipo de quebramar pode ser encontrado no Porto de Torres em Sassari, Itália. Como se pode observar na Figura 3.6, o quebramar dispõe de três câmaras dissipadoras e a profundidade das câmaras decresce no sentido de barlar-sotamar. As paredes são perfuradas com ranhuras rectangulares assegurando uma porosidade de 30%.

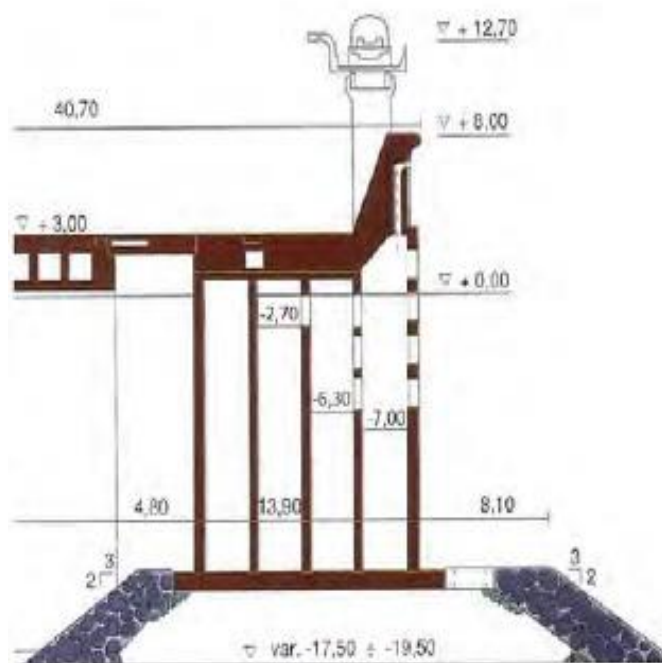


Figura 3.6 - Secção transversal da estrutura utilizada no Porto de Torres (Garrido, 2011).

3.2.4. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO DE PARAMENTO CURVO

Com base na sua geometria particular, que permite a decomposição das forças da agitação incidente nas suas componentes horizontais e verticais, favorecendo a estabilidade global da estrutura, o

quebramar vertical perfurado de paramento curvo foi proposto em 1976 por Tanimoto para situações de agitação severas.

O primeiro quebramar vertical perfurado de paramento curvo foi construído em 1984, no Porto de Funakawa. A seção transversal deste quebramar está ilustrada na Figura 3.7 A câmara curva foi prefabricada com betão pré-esforçado e fixada posteriormente sobre a estrutura principal.

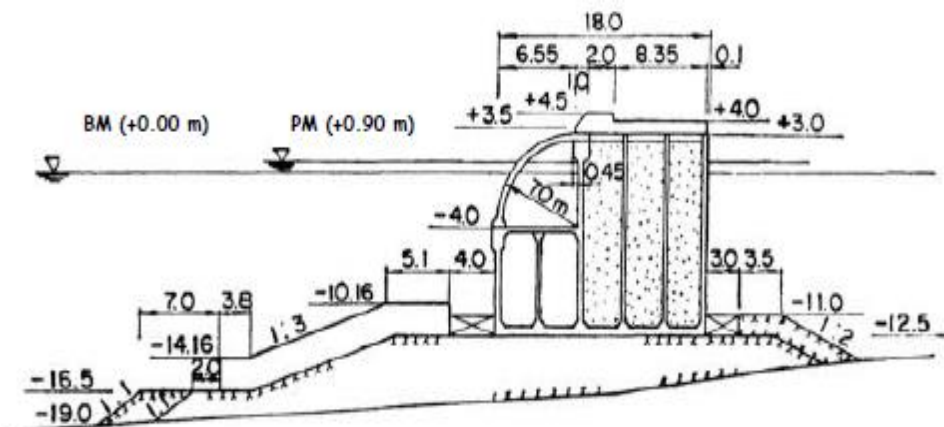


Figura 3.7 - Seção transversal do porto de Funakawa (d'Angremond *et al.*, 2004).

3.2.5. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM CAIXÃO SEMICIRCULAR

Para uma maior estabilidade contra a agitação marítima foi desenvolvido o quebramar vertical perfurado com caixão semicircular, que deriva da tipologia de quebramares verticais perfurados de parede curva. Este tipo de estrutura também pode ser aplicado com o intuito de proteger as praias contra a erosão.

O primeiro quebramar deste tipo construído no mundo foi no Porto de Miyasaki, no Japão, em 1991.

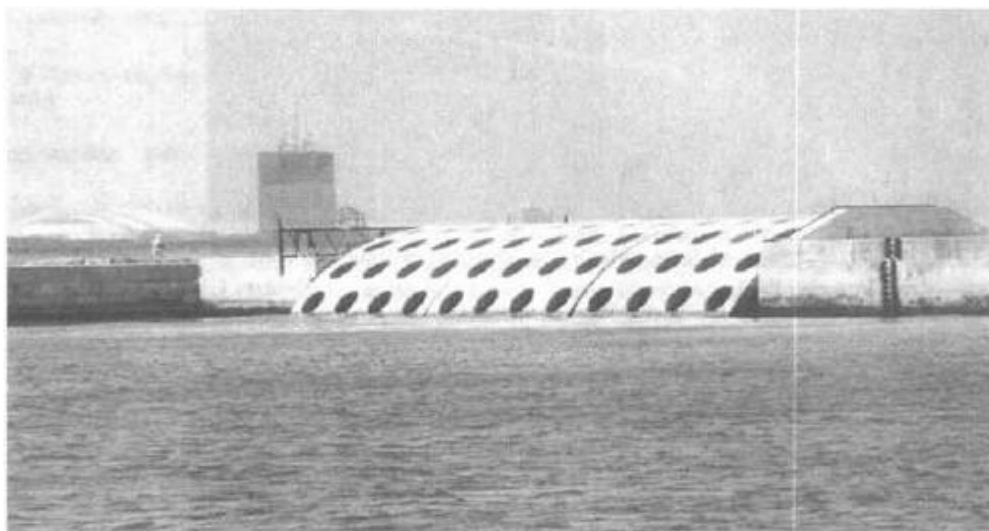


Figura 3.8 - Porto de Miyasaki, Japão (Vanneste, 2005).

3.2.6. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM CÂMARA CILÍNDRICA

Este tipo de quebramar foi desenvolvido para resistir aos esforços elevados aplicados sobre a estrutura, ou seja, para aplicações em águas muito profundas. O quebramar vertical perfurado com câmara cilíndrica caracteriza-se por numerosas câmaras cilíndricas que se encontram alinhadas ao longo do quebramar. Cada câmara consiste num cilindro interior impermeável e preenchido com areia, e um outro exterior perfurado. A vantagem deste tipo de estrutura consiste na sua capacidade de suportar grandes esforços para uma seção transversal relativamente pequena, e devido à geometria e à permeabilidade da parede exterior, pode reduzir em 60% a força de impacto da onda incidente.

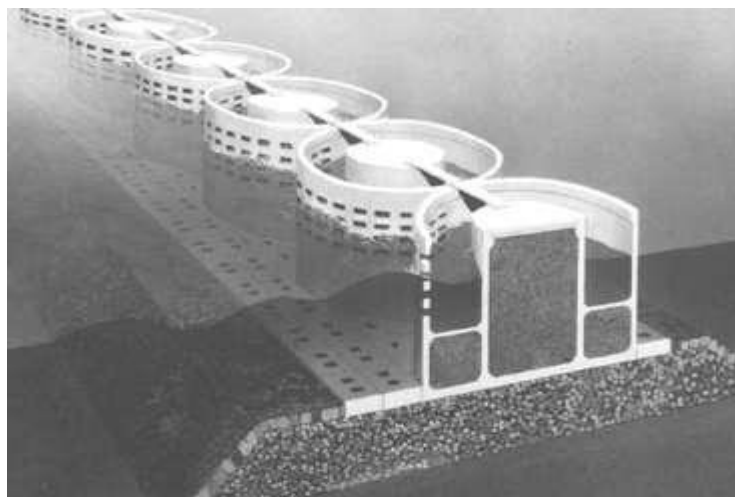


Figura 3.9 - Porto de Nagashima, Japão (Van der Meer *et al.*, 2011).

Com o objectivo de reduzir os galgamentos provocados pela agitação incidente, e ainda albergar na sua parte superior um passadiço, foi construído no Porto de Beirute (Libano), um quebramar vertical perfurado com câmaras cilíndricas. A estrutura caracteriza-se por duas câmaras dissipadoras, a exterior apresenta uma porosidade de 50% e a interior tem uma porosidade de 30% (Figura 3.10).

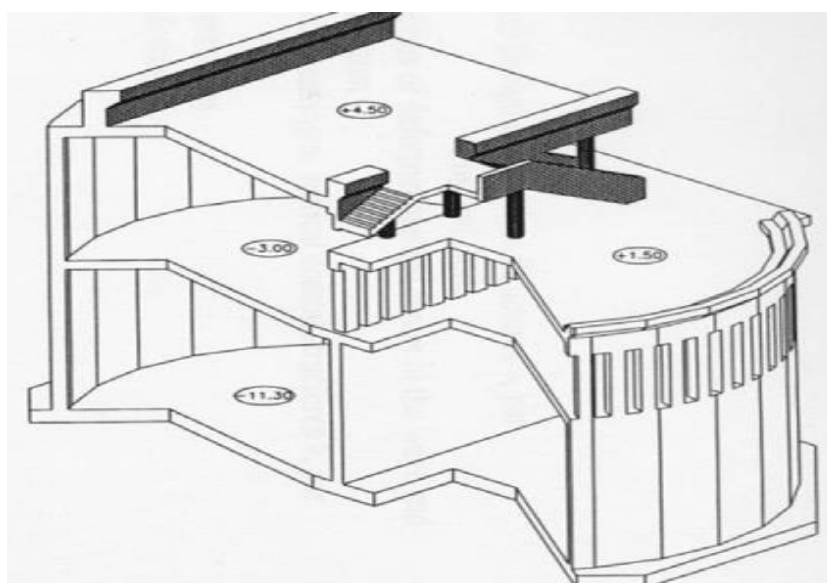


Figura 3.10 - Seção transversal do quebramar do Porto de Beirute (Garrido, 2011).

3.2.7. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM PREENCHIMENTO DAS CÂMARAS

A introdução de enrocamento no interior das câmaras perfuradas faz com que o escoamento dentro delas seja reduzido, devido à dificuldade de passagem de água no interior da estrutura e consequentemente uma dissipação de energia maior [Isaacson *et al.*, 2000].

Pode-se encontrar uma aplicação deste tipo de quebramar em Kelsey Bay (Canadá), que se caracteriza por uma forte agitação marítima, especialmente no Inverno. Adoptou-se esta solução para a substituição do antigo quebramar, uma vez que ela permitia a redução das forças hidrodinâmicas devido à ocorrência de galgamentos.

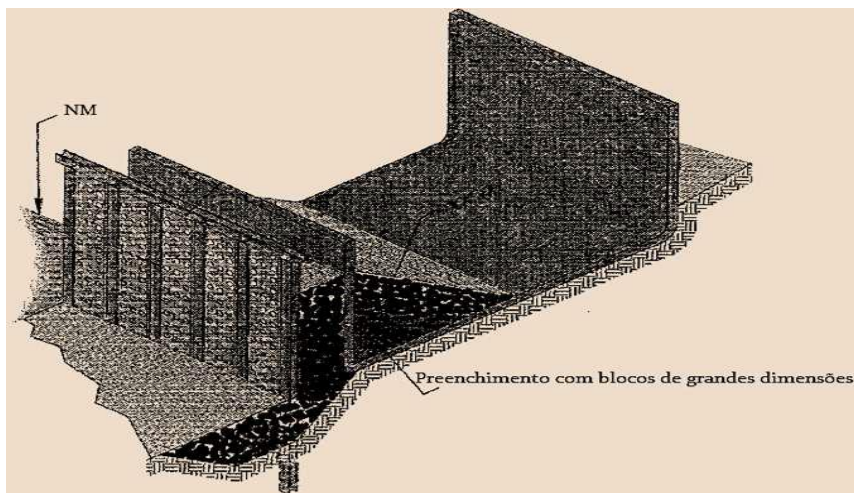


Figura 3.11 - Esquema do novo Quebramar de Kelsey Bay, Canadá (Feys, 2009).

3.2.8. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM CÂMARAS DE FUNDO

A câmara dissipadora deste tipo de estrutura apresenta-se dividida horizontalmente através de uma laje também perfurada, permitindo assim a comunicação entre as duas câmaras interiores. Comparados com os quebramares verticais perfurados simples, demonstrou-se que possuem menores coeficientes de reflexão e permitem uma redução das pressões impulsivas a que as estruturas ficam sujeitas.

Um quebramar desta tipologia foi construído no Porto de Osaka, Japão, Figura 3.12.

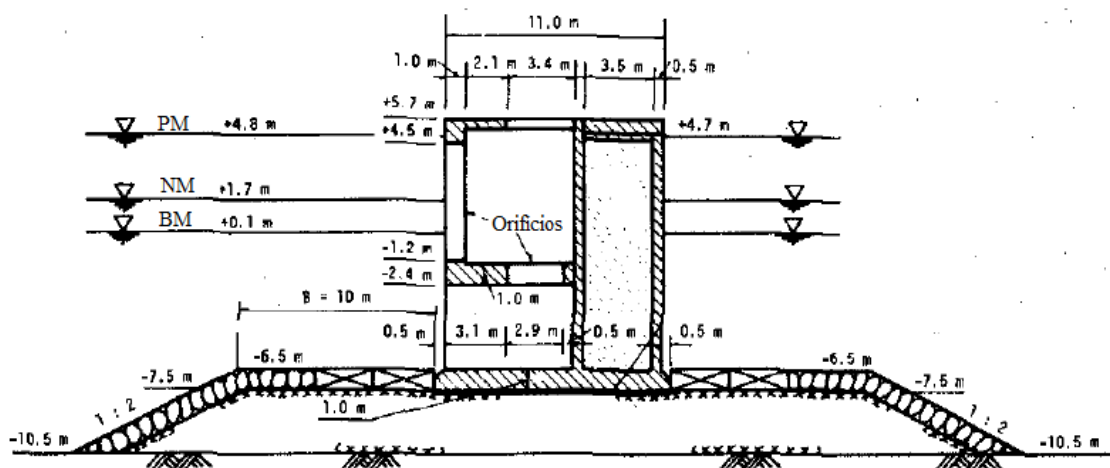


Figura 3.12 - Seção transversal do quebramar do Porto de Osaka, Japão (Kakuno *et al.*, 1976).

3.2.9. QUEBRAMAR VERTICAL PERFURADO COM PARAMENTO DE BARLAMAR INCLINADO

Sekiguchi *et al.* (2001) introduziram um novo tipo de quebramar que combina as vantagens dos quebramares perfurados com os dos quebramares de parede inclinada e abertos no topo. A parede frontal inclinada permite uma distribuição das forças favorável para a estabilidade ao deslizamento do corpo do quebramar, sem diminuir a capacidade de dissipação de energia da agitação incidente, Figura 3.13 e Figura 3.14.

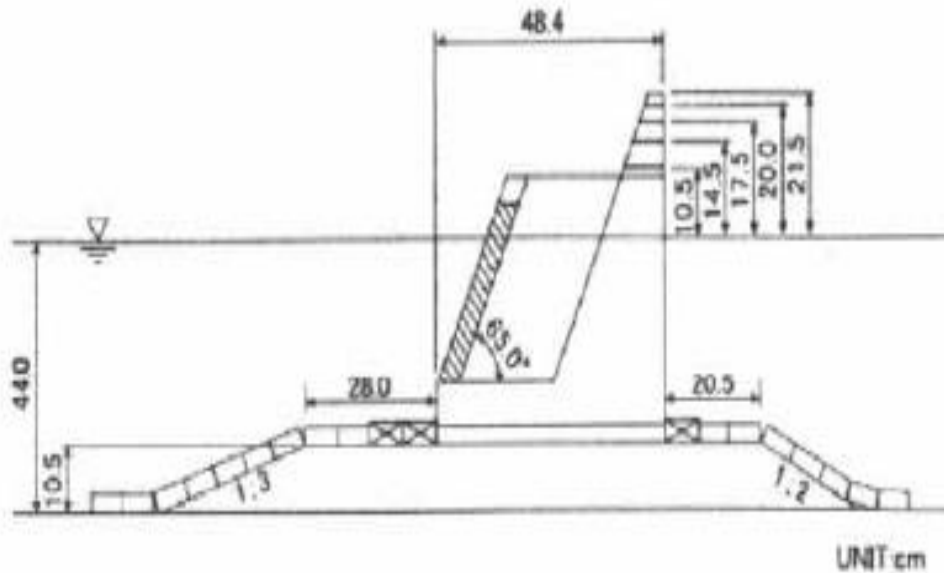


Figura 3.13 - Seção transversal do modelo (Sekiguchi, 2001).

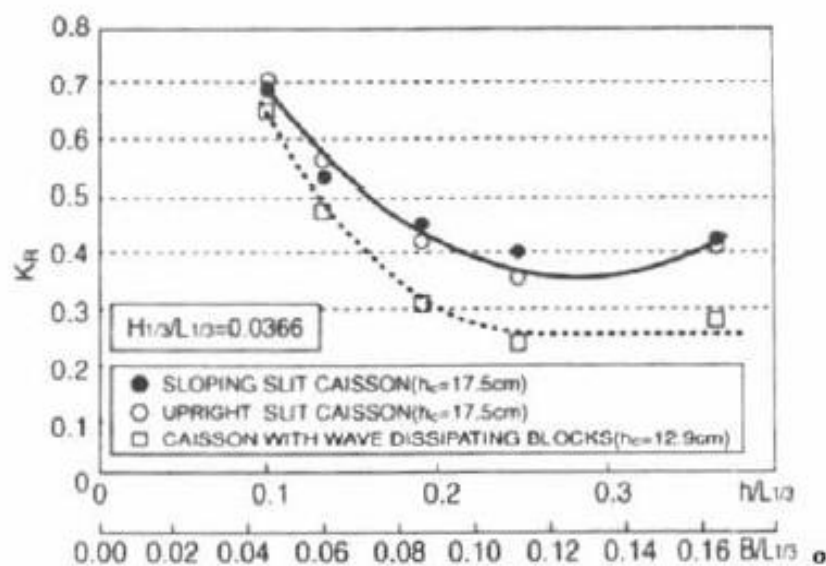


Figura 3.14 - Coeficiente de reflexão (Sekiguchi, 2001).

A Figura 3.15 apresenta uma estrutura deste tipo que foi construída no Porto de Niigata, Japão. Está colocada em zonas em que as profundidades de água variam entre os 10 m e 11 m, e tem um desenvolvimento de 1500 m.

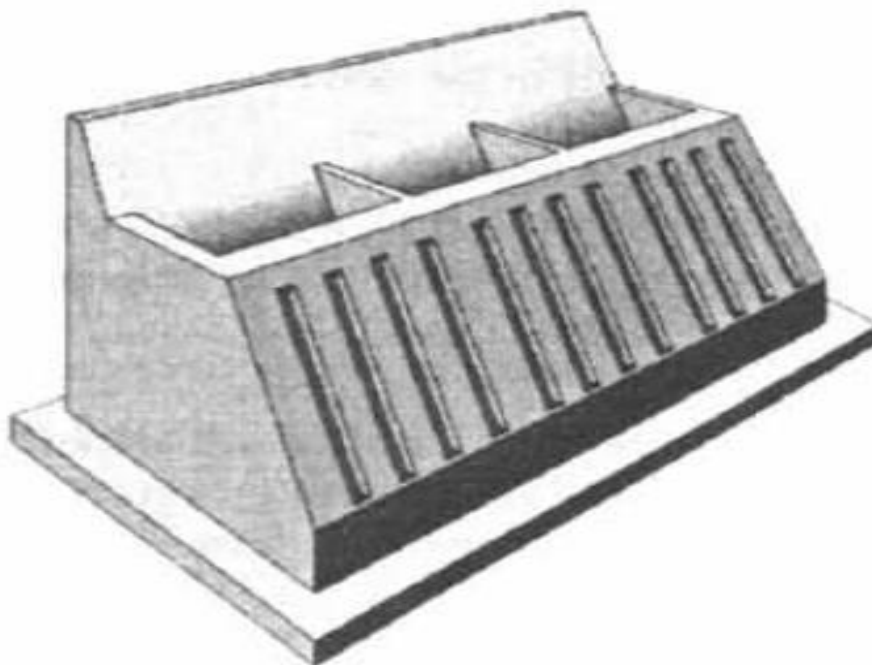


Figura 3.15 - Esquema do quebramar perfurado com paramento de barlamar inclinado, Porto de Niigata (Sekiguchi *et al.*, 2001).

3.3.RESULTADOS DE MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS

Marks *et al.* (1968) realizaram ensaios com ondas regulares e irregulares para estudar as forças actuantes e os efeitos sobre a erosão na fundação de uma estrutura de tipo Jarlan, num modelo à escala 1:45. O canal tem uma inclinação dos fundos de 1:16 e a altura de água na zona do modelo de 30 cm (13,7m em escala do protótipo). A estrutura caracteriza-se por uma câmara dissipadora de 27 cm (12 m em escala do protótipo) de comprimento e uma parede frontal com orifícios de 2,7 cm de diâmetro (1,2 m em escala do protótipo).

Os resultados apresentados mostram que a redução das forças actuantes é maior para ondas com período menor e a dissipação de energia é aproximadamente de 65%. Também observaram que para ondas regulares a erosão produzida na base do caixão se reduzia.

Jianyi (1992) realizou ensaios com ondas regulares e irregulares num modelo à escala 1:29. A estrutura dispunha de três câmaras com alturas decrescentes no sentido de barlamar-sotamar. Com estes testes e a comparação com estruturas não perfuradas, demonstrou que os quebramares verticais perfurados apresentam vantagens ao nível do coeficiente de reflexão, capacidade de absorção da energia da onda, redução da altura de onda e galgamentos. Um corte da estrutura ensaiada por Jianyi está apresentado em valores de protótipo na Figura 3.16.

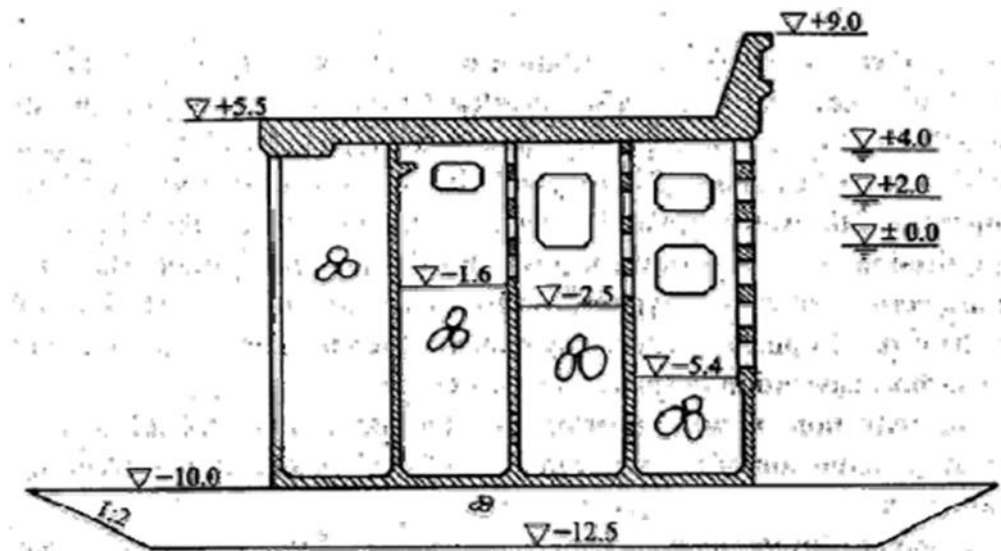


Figura 3.16 - Corte da estrutura ensaiada (Jianyi, 1992).

Tabet-Aoul *et al.* (2003), realizaram ensaios com agitação regular num modelo reduzido do quebramar perfurado do Porto de Torres (Itália) e propuseram um método empírico para o cálculo das forças máximas horizontais. O método baseia-se nos dados obtidos nos ensaios realizados e foram validados através de dados existentes recolhidos do protótipo já construído. Os testes foram realizados no âmbito do projecto europeu PROVERBS.

O modelo ensaiado por Kirca *et al.* (2009) consiste numa estrutura perfurada composta por duas câmaras dispostas na vertical. Foram escolhidas várias porosidades para as paredes das câmaras (0%, 25%, 40%, 60% e 100%) e os ensaios foram realizados para agitação regular e irregular. Como resultado deste trabalho, demonstrou-se que este tipo de estrutura reduz as forças provenientes da agitação até 30% a 40% para câmaras com um comprimento relativo (B/L) entre 0,2 e 0,3.

Kondo (1979) apresentou um modelo analítico para avaliar os coeficientes de reflexão e transmissão em estruturas impermeáveis e estruturas porosas com duas paredes perfuradas. Realizou uma comparação entre as estruturas com duas paredes perfuradas e as estruturas com uma parede perfurada, e concluiu que as primeiras apresentam um coeficiente de reflexão menor.

Hagiwara (1984), com base na teoria linear, desenvolveu um método teórico para calcular os coeficientes de reflexão e de transmissão para estruturas permeáveis. Nos seus estudos também analisou a influência das características estruturais e da agitação incidente sobre a capacidade de dissipação de uma estrutura perfurada dos dois lados, a barlar e a sotamar.

Fugazza *et al.* (1992) propuseram uma fórmula para otimizar o dimensionamento de estruturas tipo Jarlan com base nos estudos realizados para a avaliação dos efeitos da absorção de energia de estruturas porosas. Concluíram que a reflexão de uma estrutura com a parede frontal perfurada, assente directamente sobre os fundos e para agitação incidente normal à estrutura, atinge o seu valor máximo para um comprimento da câmara aproximadamente $L/4$. Ao contrário do apresentado por Kondo (1979), afirmaram que as estruturas com apenas uma câmara dissipadora permitem uma maior redução da reflexão para uma maior gama de casos práticos.

Suh *et al.* (1995), desenvolveram modelos analíticos para analisar o comportamento à reflexão de um quebramar vertical perfurado com prisma de fundação, tendo em conta a direcção da agitação

incidente. Utilizando o método de “Galerkin-eigenfunction” e assumindo as considerações do modelo apresentado por Fugazza e Natale (1992), desenvolveram um modelo para estimar o coeficiente de reflexão para esta tipologia, considerando que o prisma de fundação é impermeável. A componente de direccionalidade da onda é tida em conta incluindo-a no coeficiente de abertura da parede perfurada proposto por Mei (1983) e modificado por Fugazza e Natale (1992).

Williams *et al.* (2000) apresentaram soluções analíticas simplificadas para prever o coeficiente de reflexão para estruturas perfuradas com múltiplas câmaras dissipadoras. Para uma maior aproximação entre os dados experimentais e os teóricos, introduziram na formulação de Fugazza *et al.* (1992) um factor de amortecimento.

Takahashi *et al.* (2002) recorreram a modelos numéricos para avaliar a dissipação de energia da agitação incidente irregular em estruturas verticais parcialmente perfuradas. Os resultados foram comparados com os resultados obtidos por Tanimoto *et al.* (1982) e Kakuno *et al.* (1992) nos estudos experimentais, mostrando uma aproximação razoável.

Suh *et al.* (2006) alargaram o âmbito de aplicação do modelo desenvolvido por Suh *et al.* (1995) para uma tipologia de estruturas verticais parcialmente perfuradas e agitação irregular. A novidade reside na consideração da parte não perfurada da estrutura como pertencente ao prisma de fundação, mas admitindo uma inclinação fictícia elevada para este.

Liu *et al.* (2007) analisaram a variação do coeficiente de reflexão para a incidência oblíqua das ondas contra uma estrutura parcialmente perfurada com uma câmara dissipadora. Verificaram que, para ângulos de incidência entre $\pi/6$ e $\pi/4$ os coeficientes de reflexão são menores do que para incidência perpendicular.

3.4. AÇÕES DAS ONDAS SOBRE QUEBRAMARES PERFURADOS

As forças actuantes sobre um quebramar perfurado apresentam valores inferiores quando comparadas com as forças actuantes sobre um quebramar vertical com as mesmas dimensões, pelas seguintes razões:

- Devido à dissipação de energia incidente e ao baixo coeficiente de reflexão a altura de onda apresenta uma redução à frente da estrutura perfurada;
- Devido ao atraso de fase entre as forças actuantes na parede perfurada e na parede impermeável.

No âmbito do projecto PROVERBS os métodos para a determinação das forças actuantes sobre uma estrutura perfurada foram divididos em três categorias:

- Métodos indirectos baseados na aplicação de um fator de redução aplicado à altura de onda, resultante da reflexão da agitação incidente;
- Métodos indirectos baseados na aplicação de um fator de redução aplicado ao nível das forças actuantes numa estrutura de parede vertical;
- Método directo baseado num novo fator de força, que representa o quociente entre as dimensões (profundidade e comprimento total) da câmara dissipadora e a declividade da onda.

Como métodos indirectos baseados na aplicação de um fator de redução de altura de onda para o cálculo das forças actuantes sobre um quebramar perfurado destacam-se o método de Canel e o método empírico desenvolvido no âmbito do projeto PROVERBS, com base nos dados obtidos para os testes realizados no Porto Torres.

Os dois métodos consistem na utilização do método de Goda (2.3.4.3) sendo necessário aplicar uma correcção ao nível da altura de onda de projecto, sendo reduzida através do efeito da acção da reflexão da agitação incidente. A aplicação do método de Canel para dimensionamento requer o conhecimento prévio do valor do coeficiente de reflexão da estrutura a projectar. A altura de onda de projecto pode ser determinada através da equação seguinte:

$$H_D = \frac{1 + C_R}{2} H_S \quad (3.1)$$

Para ultrapassar o inconveniente da necessidade do conhecimento do coeficiente de reflexão presente no método de Canel, o método do Porto Torres pretende determinar o fator de redução de altura de onda sem ser necessário conhecer ao valor do coeficiente de reflexão. Assim, com base em vários testes realizados no âmbito do projeto PROVERBS foi desenvolvido um novo fator de redução que é função do parâmetro adimensional B/L, em que B representa o comprimento da câmara dissipadora e L o comprimento de onda. O fator de redução pode ser determinado aplicando a equação seguinte:

$$K_r = 1 + a \frac{B}{L} \quad (3.2)$$

em que $a = -1,43$.

A Figura 3.17 apresenta uma comparação entre os factores de redução supracitados em função do coeficiente B/L.

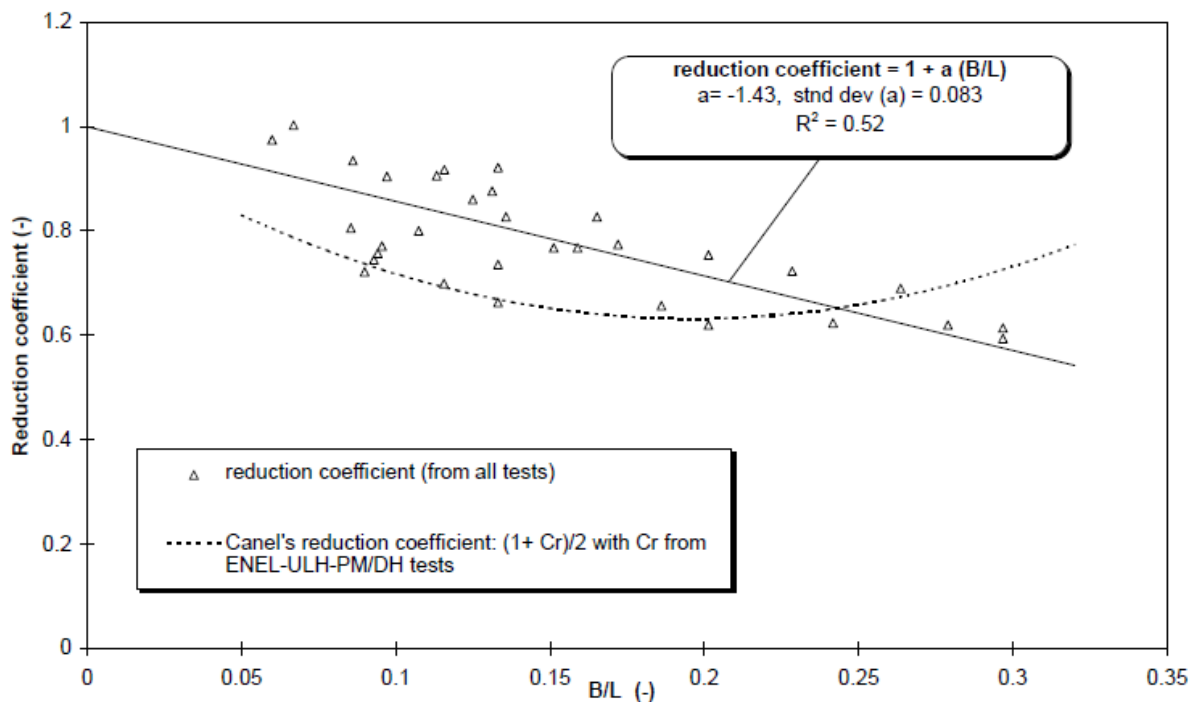


Figura 3.17 – Coeficiente de redução (PROVERBS, 1999).

Os seguintes métodos fazem parte da categoria dos métodos indirectos baseados na aplicação de um fator de redução das forças atuantes.

O método proposto por Takahashi *et al.* (1994) representa uma extensão do método de Goda e consiste na introdução do fator de força de impacto, α^* . Para o dimensionamento deste tipo de estrutura é necessário analisar a distribuição das pressões para várias fases, tendo em consideração o facto de as forças atingirem os seus valores máximos em cada elemento da estrutura em momentos diferentes. Deste modo foram consideradas 6 fases distintas da onda que atingem a estrutura consoante as forças provocadas quando a crista da onda atinge a estrutura e as forças provocadas quando a cava da onda atinge a estrutura, Figura 3.18.

- Crista I – Fase em que a força da onda na parte frontal da parede atinge o pico positivo;
- Crista IIa – Fase em que a força da onda atinge o pico impulsivo a jusante da câmara de dissipação;
- Crista IIb – Fase em que a força da onda atinge um pico negativo a jusante da câmara de dissipação;
- Cava I – Fase em que a força da onda na parede frontal atinge o pico negativo;
- Cava II – Fase em que o nível da água em frente da estrutura é menor;
- Cava III – Fase em que o nível da água na câmara de dissipação é menor.

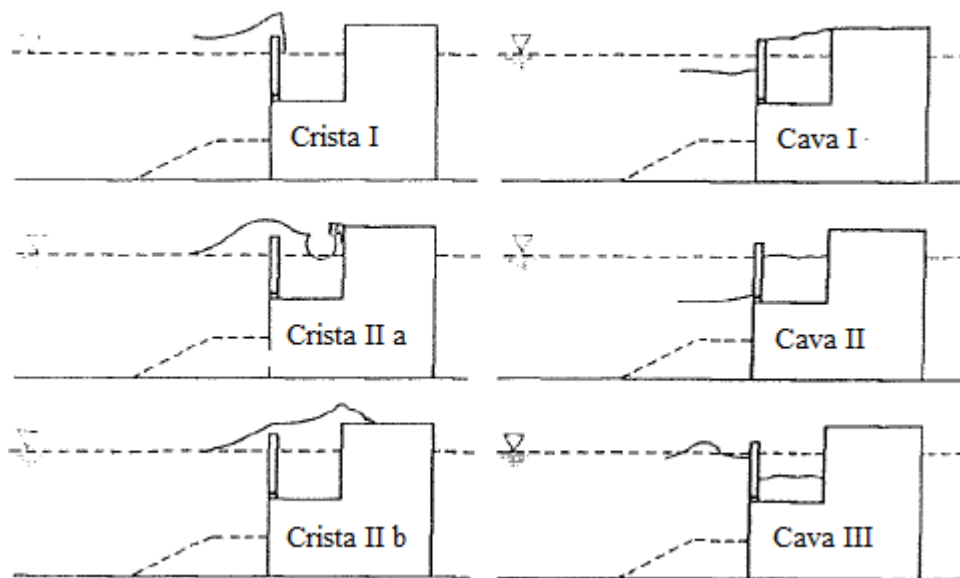


Figura 3.18 - Diferentes fases da interacção da onda com a estrutura (Takahashi, 2002).

Na Figura 3.19, d' representa a altura da câmara dissipadora, L' o comprimento de onda à profundidade d' , l é a largura da câmara dissipadora, H a altura de onda de projecto, h a altura de água em frente à estrutura, h_{c1} a altura da parede perfurada frontal que se encontra emersa e h_{c2} a altura da parede posterior da câmara dissipadora que se encontra emersa.

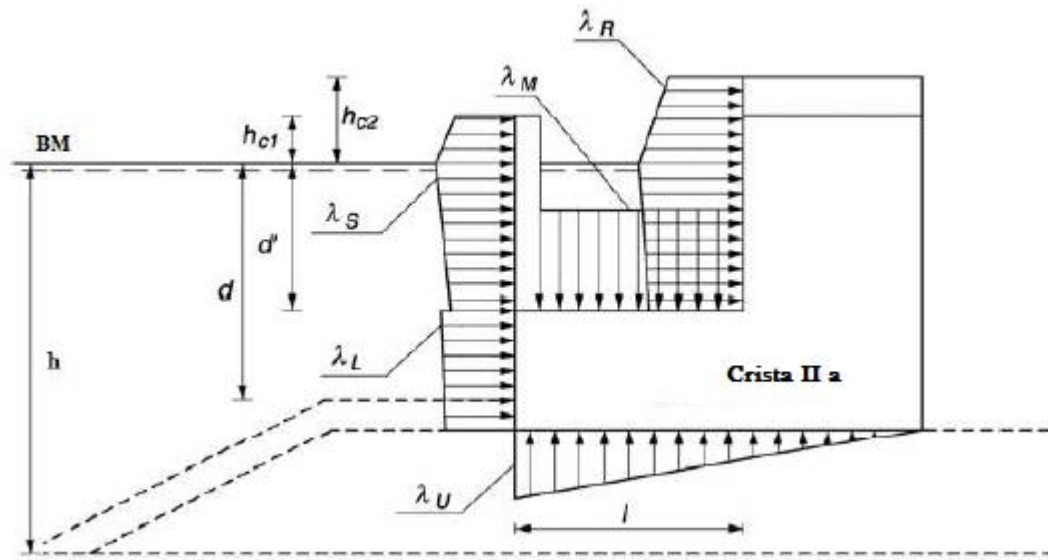


Figura 3.19 - Distribuição das pressões para ação da Crista IIa (Takahashi, 2002).

Nas equações do cálculo das pressões do método de Goda deve-se incluir, consoante cada fase da crista, os seguintes factores de modificação: λ_1 (pressões quase-estáticas), λ_2 (pressões impulsivas) e λ_3 (subpressões). A distribuição das pressões em cada elemento da estrutura realiza-se através dos seguintes factores, tal como o Quadro 3.1 indica: λ_{S1} , λ_{S2} – parede perfurada, λ_{L1} , λ_{L2} – parte impermeável da parede frontal, λ_{R1} , λ_{R2} – parede posterior da câmara, λ_{M1} , λ_{M2} – fundo da câmara, λ_{U1} , λ_{U2} – subpressões.

Quadro 3.1 - Fatores de modificação para as várias fases da onda (Takahashi, 2002).

		Crista I	Crista II a	Crista II b
Parte impermeável da parede	λ_{S1}	0,85	0,7	0,3
	λ_{S2}	$0,4 (\alpha^* \leq 0,75)$ $0,3/\alpha^* (\alpha^* > 0,75)$	0	0
Parte impermeável da parede	λ_{L1}	1	0,75	0,65
	λ_{L2}	$0,4 (\alpha^* \leq 0,75)$ $0,3/\alpha^* (\alpha^* > 0,75)$	0	0
Parede posterior da câmara dissipadora	λ_{R1}	0	$20l/3L'$ ($l/L' \leq 0,15$) 1,0 ($l/L' > 0,15$)	1,4 ($H/h \leq 0,1$) 1,6-2H/h ($0,1 < H/h < 0,3$) 1,0 ($H/h \geq 0,3$)
	λ_{R2}	0	$0,56 (\alpha^* \leq 25/28)$ $0,5/\alpha^* (\alpha^* > 25/28)$	0
Parede horizontal da câmara dissipadora	λ_{M1}	0	$20l/3L'$ ($l/L' \leq 0,15$) 1,0 ($l/L' > 0,15$)	1,4 ($H/h \leq 0,1$) 1,6-2H/h ($0,1 < H/h < 0,3$) 1,0 ($H/h \geq 0,3$)
	λ_{M2}	0	0	0
Subpressão	λ_{U1}	1	0,75	0,65
	λ_{U2}	0	0	0

Tendo em conta o desfasamento entre as forças atuantes em cada parede da estrutura perfurada foi desenvolvido, no âmbito do projecto PROVERBS, um novo método de cálculo. O presente método representa uma extensão do método proposto por Takahashi *et al.* (1994) e consiste na introdução do fator de desfasamento χ . Deste modo, será possível evitar a aplicação das três fases apresentadas no método de Takahashi. O método é válido para valores do $B/L < 0,35$, Figura 3.20.

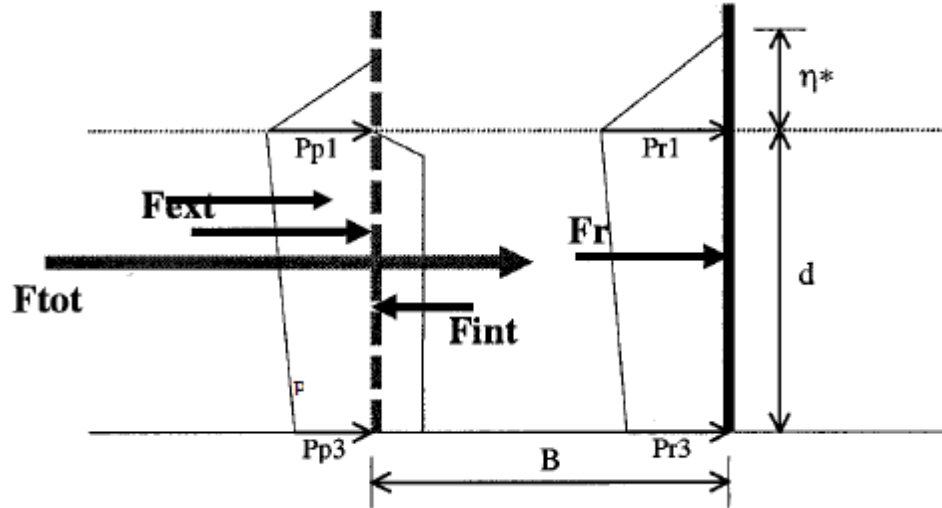


Figura 3.20 – Diagrama de pressões para as diferentes paredes da estrutura (PROVERBS, 1999).

A Figura 3.20 representa os diagramas de pressão para as diferentes paredes da estrutura, parede frontal perfurada e parede posterior impermeável, e as variáveis consideradas no presente método.

- Cálculo do nível até onde a onda exerce pressão na estrutura:

A equação (3.3) permite o cálculo do parâmetro h_c^* considerando os efeitos de galgamento.

$$h_c^* = \min\{\eta^*, h_c\} \quad (3.3)$$

A cota máxima da eventual distribuição da pressão, η^* , é calculada atendendo às características de cada parede em particular, como se segue:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)\lambda_{i1}H_D \quad (3.4)$$

em que $\lambda_{i1}=\lambda_{p1}=0,42$ para a parede perfurada e $\lambda_{i1}=\lambda_{r1}=(0,7-B/L)^2$ para a parede impermeável.

- Cálculo dos parâmetros de pressão:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5[2kh/\sinh(2kh)]^2 \quad (3.5)$$

$$\alpha_2 = \min\left\{(1 - d/h_b)(H_D/d)^2/3, 2d/H_D\right\} \quad (3.6)$$

$$\alpha_3 = 1 - (h'/h)[1 - 1/\cosh(kh)] \quad (3.7)$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^* / \eta^* \quad (3.8)$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_1, \alpha_2\} \quad (3.9)$$

- Cálculo das pressões
- Parede perfurada:

$$p_{p1} = 0.5(1 + \cos \beta) \left(0.42\alpha_1 + B/2L(1 + \alpha^*) \cos^2 \beta \right) \rho g H_D \quad (3.10)$$

$$p_{p3} = \alpha_3 p_{p1} \quad (3.11)$$

$$p_{p4} = \alpha_4 p_{p1} \quad (3.12)$$

- Parede posterior impermeável:

$$p_{r1} = 0.5(1 + \cos \beta) \left((0.7 - B/L)^2 \alpha_1 + (0.43 - B/L)(1 + \alpha^*) \cos^2 \beta \right) \rho g H_D \quad (3.13)$$

$$p_{r3} = \alpha_3 p_{r1} \quad (3.14)$$

$$p_{r4} = \alpha_4 p_{r1} \quad (3.15)$$

- Cálculo das forças
- Força na parede perfurada

$$F_p = \left[(p_{p1} + p_{p3})d/2 + (p_{p1} + p_{p4})h_c^*/2 \right] \varepsilon' \quad (3.16)$$

em que $\varepsilon' = 1 - n$, sendo n a porosidade da parede perfurada.

- Força na parede posterior impermeável

$$F_r = (p_{r1} + p_{r3})d/2 + (p_{r1} + p_{r4})h_c^*/2 \quad (3.17)$$

- Força total resultante

$$F_{tot} = \chi(F_p + F_r) \quad (3.18)$$

em que:

$$\chi = 1 - 0.36(B/L) + 7.4(B/L)^2 - 62.1(B/L)^3 + 116.3(B/L)^4 \quad (3.19)$$

Um outro método empírico desenvolvido no âmbito do projecto PROVERBS é o método direto de determinação das forças totais atuantes na estrutura.

A soma das pressões medidas simultaneamente em cada parede perfurada e a parede posterior impermeável representa a força total atuante na estrutura. Vários estudos indicam que a força total numa estrutura perfurada é reduzida em situações de crista e cava de onda quando comparada com a força total medida numa parede vertical impermeável (F_0). Esta redução de força deve-se em grande parte à porosidade das paredes perfuradas, desfasamento e para grandes valores do coeficiente B/L esta redução de força acontece devido às forças resultantes das ondas reflectidas na parede posterior impermeável. O fator de redução (F_{tot}/F_0) é significativo, particularmente para sistemas de duas ou mais câmaras dissipadoras:

- Sistemas de uma câmara dissipadora: $F_{tot}/F_0=0,6-0,8$
- Sistemas de duas ou mais câmaras dissipadoras: $F_{tot}/F_0=0,5$

O valor da força total actuante sobre a estrutura perfurada é dado pela seguinte equação:

$$F_{tot} = 12 \tanh^{1.1}(0.009 FF_{tot}) \rho g H_i^2 \quad (3.20)$$

em que:

$$FF_{tot} = \frac{(d/B)^{2/3}}{H_i/L_d} \quad (3.21)$$

Sendo que o parâmetro FF_{tot} representa a relação entre a geometria da câmara dissipadora e as características da agitação marítima, em que d representa a profundidade da água à frente da estrutura, B o comprimento da câmara de dissipação, H_i a altura de onda incidente e L_d o comprimento da onda.

A Figura 3.21 apresenta sistematicamente os métodos abordados para o cálculo das forças atuantes em estruturas verticais perfuradas.

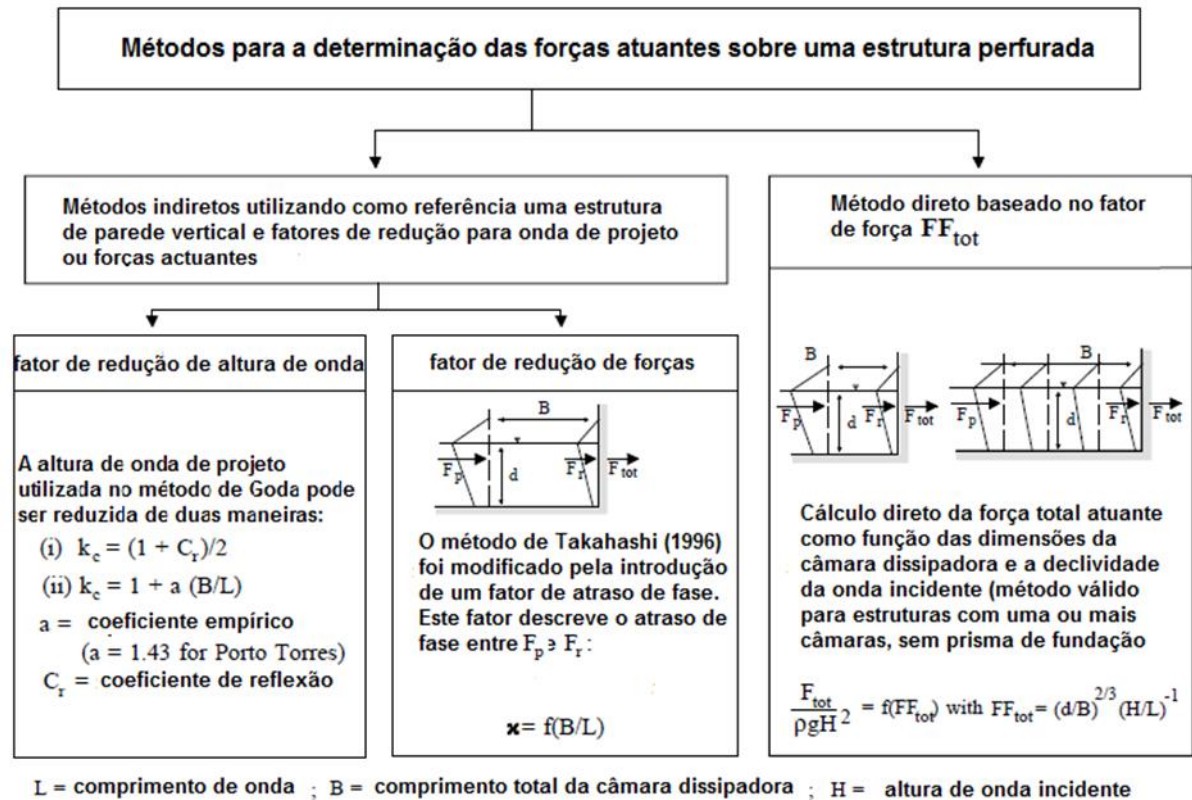


Figura 3.21 - Métodos para a determinação das forças atuantes sobre uma estrutura perfurada (PROVERBS, 1999).

4

MODELO LOWREB

4.1. ENQUADRAMENTO

Pinto (2012) desenvolveu duas soluções de estruturas perfuradas, uma destinada a ambientes marítimos calmos (cais de acostagem) e outra a ambientes marítimos mais energéticos (quebramar).

Na presente dissertação foi estudada apenas a solução para o quebramar perfurado. A proposta consiste num quebramar perfurado com três câmaras dissipadoras de energia dotadas no seu interior de descarregadores, de modo a facilitarem a dissipação da energia proveniente da agitação marítima incidente.

De acordo com Oumeraci *et al.* (2001) a eficiência de uma estrutura perfurada depende da sua porosidade, que deve variar entre 15% e 40%, e da extensão da câmara dissipadora que deve ter um comprimento que varie entre $L/10$ e $L/4$. Tendo em conta os dois critérios supracitados decidiu-se optar por uma estrutura com três câmaras dissipadoras de comprimentos iguais e paredes com diferentes porosidades decrescentes (sentido de barlar-sotamar). Os descarregadores apresentam um desenvolvimento e altura de 2 m (valores no protótipo).

A opção por três câmaras dissipadoras de energia deveu-se essencialmente ao facto de já existirem casos semelhantes construídos com elevada eficiência hidráulica, como no Porte de Torres em Itália e também devido aos testes realizados em modelos físicos (Bergman et al., 2000), que mostraram que estruturas com múltiplas câmaras são mais eficientes do que aquelas que dispõem apenas de uma câmara dissipadora de energia [Pinto, 2012].

Esta estrutura foi desenvolvida para aplicação em grandes profundidades, superiores a 15m e sujeita às seguintes condições de agitação marítima:

- Nível de baixa-mar 0,0 m (Z.H.);
- Nível médio 2,0 m (Z.H.);
- Nível de preia-mar 4,0 m (Z.H.);
- Alturas de onda superiores a 4,0 m.

4.2. DIMENSIONAMENTO E DETERMINAÇÃO DE FORÇAS ACTUANTES

O objectivo primordial de qualquer processo de construção é garantir um óptimo funcionamento da obra a efectuar, de forma a satisfazer o utilizador final e tendo também em conta uma exigência de qualidade construtiva.

Deste modo, deve-se garantir que a solução encontrada é a mais adequada do ponto de vista estrutural e funcional, seja exequível, tenha uma relação favorável custo/benefício e apresente uma boa integração paisagística e ambiental, entre outros factores.

Atendendo à geometria da estrutura apresentada por Pinto (2012), neste capítulo pretende-se determinar a largura, B , da estrutura, de modo a satisfazer a sua eficiência à reflexão, como também a estabilidade.

Considerando o intervalo das porosidades apresentado por Oumeraci *et al.* (2001) decidiu-se optar pela seguinte porosidade das paredes, no sentido barlar-sotamar: 24%, 19%, 14% e 0%, respectivamente.

As seguintes figuras apresentam a seção transversal da estrutura desenvolvida, bem como a sua representação 3D.

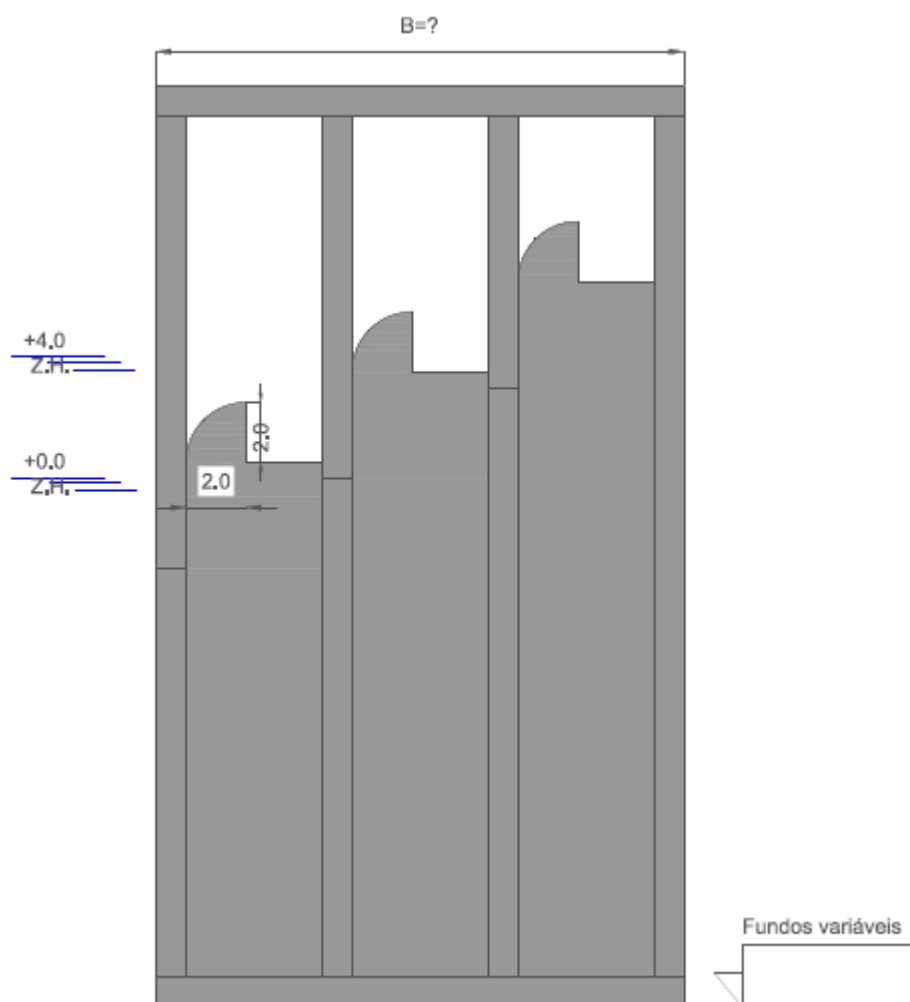


Figura 4.1 – Seção transversal do quebramar perfurado.

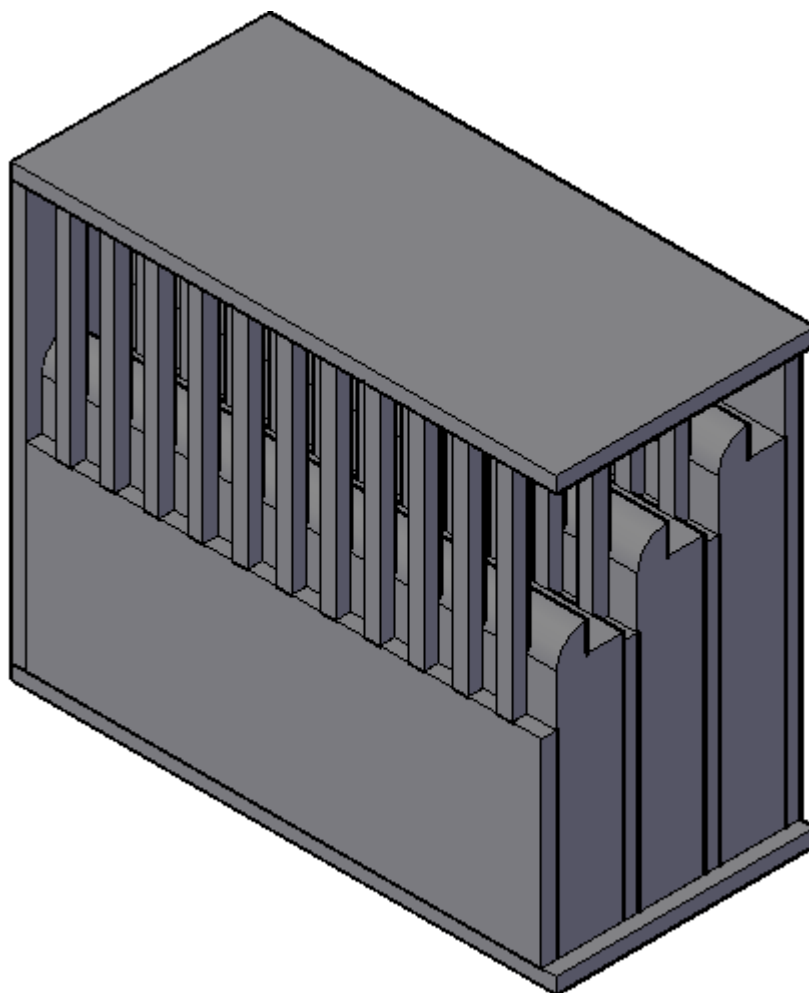


Figura 4.2 – Esquema 3D do quebramar perfurado.

4.2.1. EFICIÊNCIA HIDRÁULICA

Devido aos pormenores construtivos, as estruturas perfuradas exigem mais cuidado no seu dimensionamento do que as estruturas maciças. De modo a entender-se o comportamento hidráulico e a capacidade absorvente das estruturas perfuradas, têm sido estudados os fenómenos hidrodinâmicos provocados pelas aberturas da parede vertical e pela câmara de dissipação.

A eficiência hidráulica de uma estrutura é avaliada através da determinação do coeficiente de reflexão, que no caso de estruturas perfuradas deve variar entre 0,4 e 0,7 para que a estrutura seja considerada eficiente do ponto de vista hidráulico à reflexão.

Após a realização de vários estudos em modelo físico de estruturas perfuradas, Oumeraci *et al.* (2001) conseguiram chegar a algumas conclusões genericamente válidas para todos os tipos de estruturas perfuradas.

A dissipação de energia incidente resulta de diversos mecanismos que ocorrem dentro das câmaras dissipadoras das estruturas perfuradas, tal como a ressonância e a turbulência. Fatores como a

porosidade das paredes perfuradas, profundidade e configuração interior das câmaras de dissipação também influenciam a dissipação da energia incidente, ou seja, determinam a sua eficiência hidráulica.

Como factores relacionados com as características da agitação marítima, determinantes para a capacidade de dissipação de uma estrutura perfurada, destacam-se o período de onda (T) e o comprimento de onda (L).

Com base em estudos realizados em vários modelos de estruturas perfuradas, com uma, duas ou mais câmaras de dissipação, com diferentes comprimentos das câmaras e diferentes porosidades das paredes perfuradas, foram estabelecidos dois intervalos válidos para que esta tipologia de estruturas seja eficiente do ponto de vista hidráulico. Um dos intervalos refere-se à porosidade da parede perfurada que deve variar entre 15% e 40%, o outro limita o comprimento da câmara dissipadora entre $L/10$ e $L/4$.

No âmbito do projecto PROVERBS foi desenvolvida uma formulação para a determinação do coeficiente de reflexão, dependendo unicamente do comprimento relativo da câmara dissipadora (B/L). A seguinte equação representa a formulação matemática para o cálculo do coeficiente de reflexão:

$$C_r = 18.6(B/L)^2 - 7.3(B/L) + 0.98 \quad (4.1)$$

A representação gráfica da aplicação da equação (4.1) para diferentes comprimentos relativos da câmara de dissipação é apresentada na Figura 4.3:

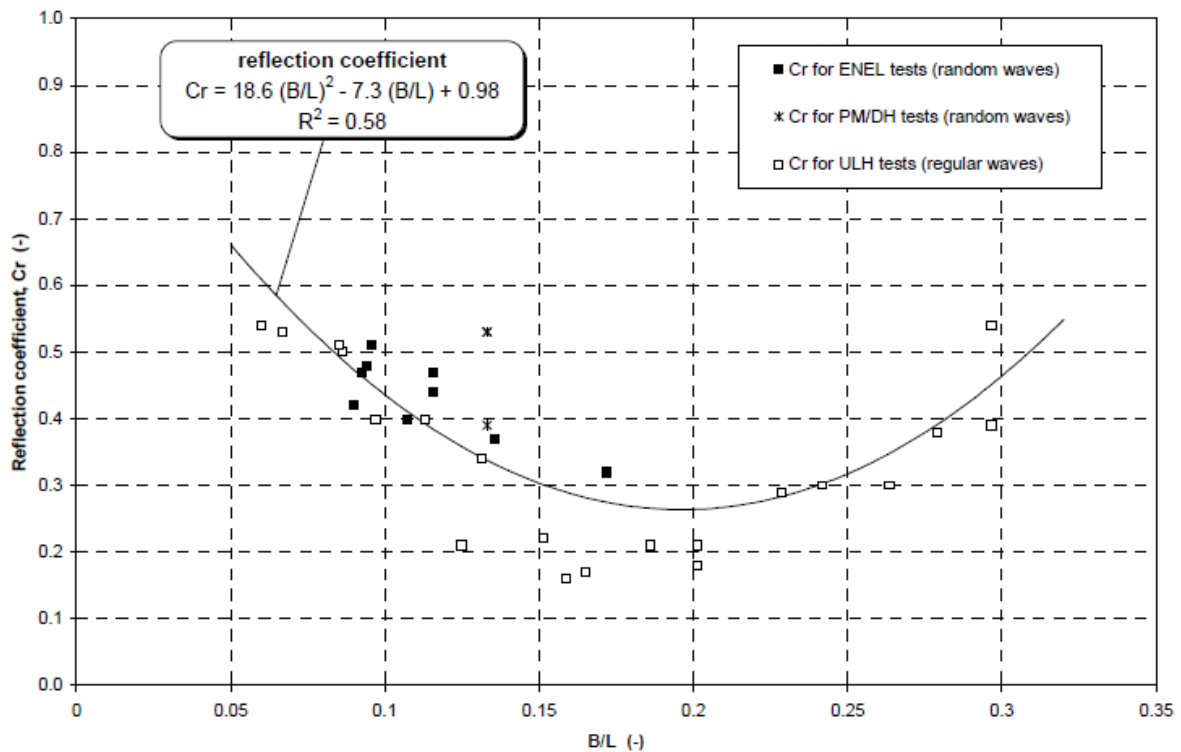


Figura 4.3 - Coeficientes de reflexão em função do comprimento relativo das câmaras (Oumeraci *et al.*, 2001).

As principais conclusões tiradas após uma breve análise da Figura 4.3 são:

- Os menores valores do coeficiente de reflexão são obtidos para valores de B/L iguais a cerca de 0,2;
- O comprimento relativo das câmaras de dissipação deve variar entre 0,10 e 0,25 para que a estrutura seja eficiente à reflexão;
- O comprimento das câmaras de dissipação aumenta à medida que o comprimento de onda junto à estrutura também aumenta, ou seja, à medida que o período de onda aumenta.

4.2.2. CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES

O processo de cálculo das forças atuantes sobre a estrutura constitui um processo iterativo com o objectivo final da determinação das dimensões da estrutura (altura, largura e comprimento), de modo a que os factores de segurança ao deslizamento, derrube e tensão na base sejam superiores a 1,5, 1,3 e 1,2, respectivamente. A descrição do cálculo que se segue representa a solução final da estrutura, de modo a que os factores de segurança sejam cumpridos.

Como foi referido anteriormente, esta estrutura foi desenvolvida para aplicações em profundidades superiores a 15 m e alturas de onda superiores a 4 m. Assim, foram escolhidas seis profundidades entre 15 m e 40 m, para a implantação da estrutura. O Quadro 4.1 apresenta os valores de altura de onda máxima de acordo com a teoria de onda solitária ($H_{\text{máx}}=0,78d$), teoricamente compatíveis com essas profundidades.

Quadro 4.1 – Altura de onda máxima.

d (m)	15	20	25	30	35	40
$H_{\text{máx}}$ (m)	11,7	15,6	19,5	23,4	27,3	31,2

Uma vez que as alturas de onda calculadas apresentam valores muito superiores aos valores de referência na costa portuguesa, optou-se por se considerar as seguintes condições de agitação marítima para o dimensionamento da estrutura. O Quadro 4.2 apresenta as condições de agitação marítima e a largura total da estrutura determinada pelo método de Goda.

Era intenção inicial testar a estrutura para as alturas de onda máximas compatíveis com cada profundidade de água, desde que fisicamente possíveis de ocorrer, Quadro 4.1. Como se pode verificar algumas das alturas de onda calculadas apresentam valores muito superiores aos valores de referência máximos que já ocorreram na costa portuguesa. Por outro lado o sistema de geração não tem capacidade para gerar alturas de onda tão elevadas para a escala geométrica considerada, pelo que se optou por considerar alturas de onda significativas elevadas, mas compatíveis com o sistema de geração, considerando-se os valores de referência indicados no Quadro 4.2, entre 3 e 8 m.

Estes valores enquadram-se em registos existentes, Figura 4.4, enquanto os períodos considerados estão em concordância com esses mesmos registos, Figura 4.4, equação (4.2). De referir que para $H_s > 8$ m, a probabilidade de ocorrência é baixa.

Quadro 4.2 – Condições de agitação marítima.

d (m)	15	20	25	30	35	40
H_s (m)	3	4	5	6	7	8
$H_{des}=1,8H_s$ (m)	5	7	9	11	13	14
T (s)	11	12	13	14	15	17
$B_{estrutura}$ (m)	12	17,5	20	23	26,5	31

A Figura 4.4 apresenta a relação entre as alturas de onda significativa e os respectivos períodos de onda considerada no Quadro 4.2. As equações (4.2) e (4.3) representam as tentativas de aproximação linear e logarítmica, respectivamente. No presente estudo utilizou-se a aproximação linear para determinar a relação entre as alturas de onda e os respectivos períodos de onda.

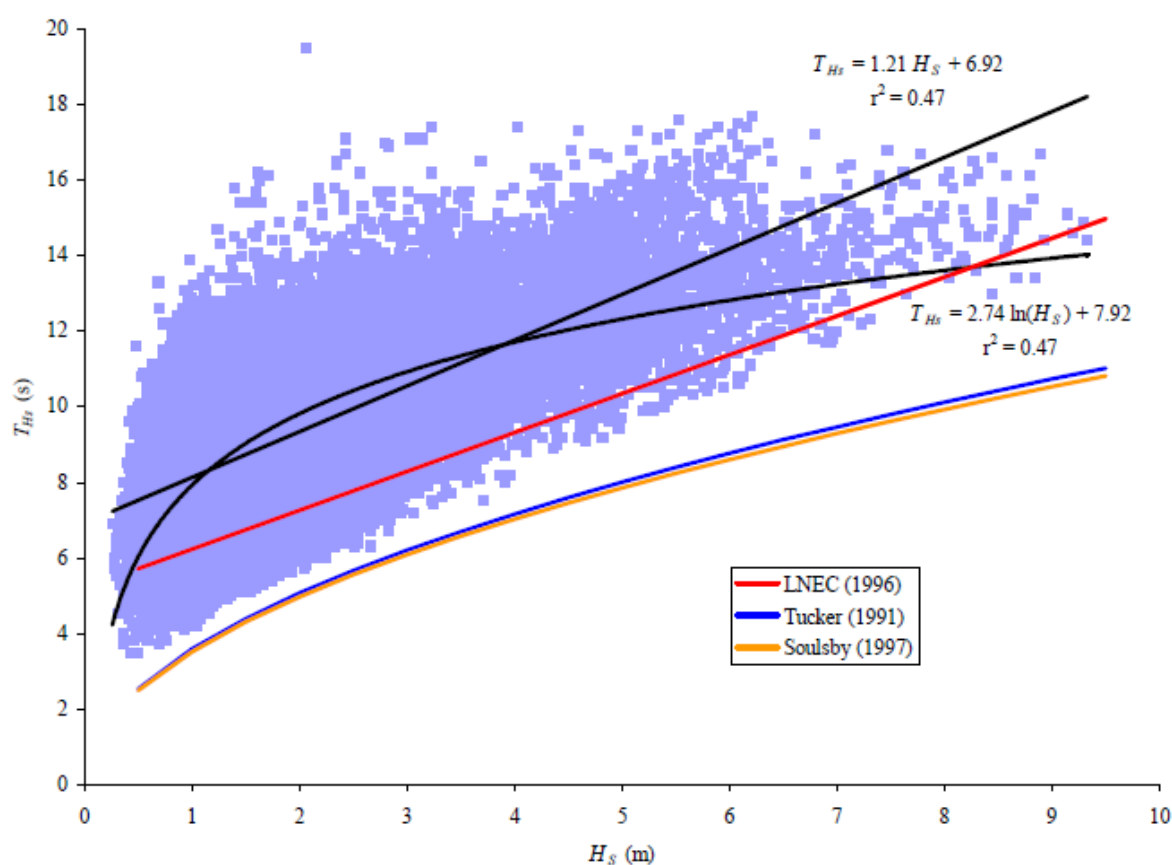


Figura 4.4 - Relação entre alturas de onda significativa e respectivos períodos (dados do Instituto Hidrográfico para a bóia de Leixões, recolhidos entre 1981 e 2003) (Coelho, 2005).

$$T_{H_s} = 1.21H_s + 6.92 \quad (4.2)$$

$$T_{H_s} = 2.74\ln(H_s) + 7.92 \quad (4.3)$$

As estruturas foram dimensionadas pelo método de Goda para estruturas maciças ($C_r=1$), atendendo aos critérios de estabilidade estrutural e à eficiência hidráulica à reflexão. De seguida, foram aplicados os vários métodos para o cálculo das forças atuantes em estruturas perfuradas, descritos na secção 3.4. Os valores obtidos pelos métodos aplicados à estrutura perfurada são comparados entre si e também com o método de Goda para estruturas verticais, sendo, assim, verificada a estabilidade e o funcionamento hidráulico/estrutural para todos os métodos de dimensionamento.

- Cálculo das pressões de referência pelos vários métodos:

Os Quadros 4.3 a 4.9 mostram os valores principais obtidos para a determinação dos diagramas de pressões para os vários métodos considerados.

Quadro 4.3 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda.

d (m)	15	20	25	30	35	40
Π^* (m)	8,1	10,8	13,5	16,2	18,9	21,6
p_1 (kN/m ²)	45,7	59,9	74,4	89,2	104,3	119,7
p_2 (kN/m ²)	17,5	32,2	46,8	61,7	76,7	92,0
p_3 (kN/m ²)	34,0	43,5	53,4	64,0	75,1	86,7
p_u (kN/m ²)	33,8	43,3	53,2	63,7	74,7	86,4

Quadro 4.4 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda/Takahashi.

d (m)	15	20	25	30	35	40
d' (m)	2	4	5	7	9	11
Crista I						
Parede perfurada - parte permeável						
p_{1S} (kN/m ²)	38,79	50,82	63,09	75,63	88,45	101,55
p_{4S} (kN/m ²)	10,62	23,14	35,60	48,17	60,92	73,89
p_{5S} (kN/m ²)	37,46	48,03	59,53	70,64	82,08	93,85
Parede perfurada - parte impermeável						
p_{3L} (kN/m ²)	33,89	43,36	53,30	63,80	74,88	86,52
p_{5L} (kN/m ²)	44,06	56,49	70,02	83,08	96,53	110,38
subpressão						
p_u (kN/m ²)	33,83	43,28	53,20	63,69	74,75	86,37
crista IIa						
Parede perfurada - parte permeável						
p_{1S} (kN/m ²)	31,88	41,77	51,85	62,15	72,69	83,46
p_{4S} (kN/m ²)	3,77	14,14	24,41	34,75	45,22	55,86
p_{5S} (kN/m ²)	30,79	39,47	48,93	58,05	67,45	77,13
Parte impermeável						
p_{3L} (kN/m ²)	25,38	32,46	39,90	47,77	56,06	64,77
p_{5L} (kN/m ²)	32,99	42,29	52,42	62,20	72,27	82,64
Parede posterior						
p_{1R} (kN/m ²)	75,92	109,76	127,82	131,09	147,70	169,76

Quadro 4.5 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda/Takahashi (continuação).

p_{4R} (kN/m ²)	29,05	58,95	80,48	90,63	108,63	130,46
p_{5R} (kN/m ²)	73,31	103,74	120,62	122,44	137,06	156,89
Parede horizontal						
p_{5M} (kN/m ²)	73,31	103,74	120,62	122,44	137,06	156,89
subpressão						
p_u (kN/m ²)	25,38	32,46	39,90	47,77	56,06	64,77
Crista IIb						
parte permeável						
p_{1S} (kN/m ²)	13,66	17,90	22,22	26,64	31,15	35,77
p_{4S} (kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	3,68	8,17
p_{5S} (kN/m ²)	13,19	16,92	20,97	24,88	28,91	33,06
Parte impermeável						
p_{3L} (kN/m ²)	21,99	28,13	34,58	41,40	48,59	56,14
p_{5L} (kN/m ²)	28,59	36,65	45,43	53,91	62,64	71,62
parede posterior						
p_{1R} (kN/m ²)	45,54	59,67	74,07	88,79	103,85	119,22
p_{4R} (kN/m ²)	17,43	32,04	46,64	61,39	76,37	91,62
p_{5R} (kN/m ²)	43,98	56,39	69,89	82,93	96,36	110,19
parede horizontal						
p_{5M} (kN/m ²)	43,98	56,39	69,89	82,93	96,36	110,19
subpressão						
p_u (kN/m ²)	21,99	28,13	34,58	41,40	48,59	56,14

Quadro 4.6 - Pressões de referência obtidas pelo método de Goda/Takahashi modificado.

d (m)	15	20	25	30	35	40
parede perfurada						
p_{p1} (kN/m ²)	21,99	29,29	36,17	43,13	50,30	57,81
p_{p3} (kN/m ²)	16,34	21,25	25,98	30,93	36,21	41,88
p_{p2} (kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	5,10	12,28	19,58
parede posterior						
p_{r1} (kN/m ²)	34,39	43,85	55,52	67,53	79,36	90,51
p_{r3} (kN/m ²)	25,55	31,81	39,88	48,44	57,12	65,57
p_{r2} (kN/m ²)	0,00	0,00	0,00	0,00	8,64	19,63

O Quadro 4.7 apresenta as características de agitação marítima consideradas na aplicação do método de Canel. O coeficiente de reflexão foi determinado através da equação (4.1).

Quadro 4.7 – Fator de redução aplicado à altura de onda para o método de Canel.

d (m)	15	20	25	30	35	40
T (s)	11	12	13	14	15	17
H _{des} (m)	4	6	6	8	9	10
C _r	0,43	0,39	0,40	0,42	0,42	0,42
(1+C _r)/2	0,71	0,69	0,70	0,71	0,71	0,71

Quadro 4.8 - Pressões de referência obtidas pelo método de Canel.

d (m)	15	20	25	30	35	40
Π^* (m)	5,77	7,50	9,48	11,49	13,47	15,34
p ₁ (kN/m ²)	32,50	41,49	52,08	63,07	74,11	84,81
p ₂ (kN/m ²)	0,00	8,29	19,11	30,13	41,09	51,64
p ₃ (kN/m ²)	24,15	30,10	37,41	45,24	53,34	61,44
p _u (kN/m ²)	24,11	30,05	37,35	45,17	53,25	61,34

Quadro 4.9 – Fator de redução aplicado à altura de onda para o método do PROVERBS (Porto Torres).

d (m)	15	20	25	30	35	40
T (s)	11	12	13	14	15	17
H _{des} (m)	5	6	8	9	11	12
K _r (m)	0,85	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85

Quadro 4.10 – Pressões de referência obtidas pelo método do PROVERBS (Porto Torres).

d (m)	15	20	25	30	35	40
Π^* (m)	6,91	9,03	11,39	13,77	16,11	18,37
p ₁ (kN/m ²)	38,94	50,05	62,65	75,66	88,77	101,70
p ₂ (kN/m ²)	5,11	16,81	29,64	42,68	55,72	68,49
p ₃ (kN/m ²)	28,93	36,30	45,00	54,27	63,90	73,67
p _u (kN/m ²)	28,85	36,21	44,88	54,12	63,72	73,47

- Cálculo das forças obtidas pelos vários métodos:

Com base nos diagramas de pressões, cujos valores principais são apresentados anteriormente, foram calculadas as forças resultantes atuantes sobre a estrutura (Quadro 4.11 a Quadro 4.16).

Quadro 4.11 - Resultantes das forças obtidas pelo método de Goda.

d (m)	15	20	25	30	35	40
F _H (kN)	756,0	1264,3	1901,1	2674,5	3591,8	4659,4
F _U (kN)	203,0	367,9	532,0	732,4	990,4	1338,7
F _G (kN)	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1

Quadro 4.12 – Resultantes das forças obtidas pelo método de Goda/Takahashi.

d (m)	15	20	25	30	35	40
crista I						
F_H (kN)	706,5	1181,4	1786,5	2510,6	3369,2	4368,4
F_U (kN)	203,0	367,9	532,0	732,4	990,4	1338,7
F_G (kN)	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
Crista IIa						
F_H (kN)	942,8	1749,1	2507,7	3369,2	4516,1	5916,2
F_U (kN)	152,3	275,9	399,0	549,3	742,8	1004,0
F_V (kN)	586,5	1348,6	1929,9	1836,6	2535,7	3608,5
F_G (kN)	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
Crista IIb						
F_H (kN)	636,7	1094,1	1625,3	2319,4	3154,8	4129,8
F_U (kN)	132,0	239,1	345,8	476,1	643,8	870,1
F_V (kN)	351,9	733,1	1118,3	1244,0	1782,7	2534,3
F_G (kN)	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1

Quadro 4.13 - Resultantes das forças obtidas pelo método do PROVERBS (Porto Torres).

d (m)	15	20	25	30	35	40
F_H (kN)	641,1	1064,1	1622,6	2304,0	3105,3	4017,9
F_U (kN)	173,1	307,8	448,8	622,4	844,3	1138,7
F_G (kN)	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1

Quadro 4.14 - Resultantes das forças obtidas pelo método de Canel.

d (m)	15	20	25	30	35	40
F_H (kN)	522,4	865,2	1332,2	1904,3	2575,9	3334,4
F_U (kN)	144,7	255,4	373,5	519,4	705,6	950,8
F_G (kN)	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1

Quadro 4.15 - Resultantes das forças obtidas pelo método de Goda/Takahashi modificado.

d (m)	15	20	25	30	35	40
parede perfurada						
F_p (kN)	217,66	383,14	589,24	841,27	1140,07	1491,34
parede posterior						
F_r (kN)	499,12	837,85	1323,29	1933,03	2652,32	3451,97
Força resultante total						
F_{Htot} (kN)	707,20	1199,81	1882,97	2735,49	3741,62	4875,15
F_U (kN)	251,30	450,99	658,64	912,76	1236,57	1665,39
F_G (kN)	2683,90	4422,52	5710,54	8543,33	10971,67	14153,15

Quadro 4.16 - Resultantes das forças obtidas pelo método direto do PROVERBS.

d (m)	15	20	25	30	35	40
FF_{tot} (kN)	25,01	23,02	23,58	24,20	24,54	24,43
F_{tot} (kN)	682,97	1111,35	1781,22	2637,01	3644,02	4735,87

A Figura 4.5 apresenta a representação gráfica das forças horizontais resultantes atuantes sobre a estrutura em função da profundidade de água, calculadas pelos vários métodos de dimensionamento considerados no presente estudo. Tal como se pode observar, as forças atuantes sobre a estrutura aumentam com o aumento da profundidade da água. Realizando uma análise comparativa dos resultados obtidos pelos vários métodos de dimensionamento para a mesma profundidade de água, pode-se concluir que as forças calculadas pelo método de Goda/Takahashi (Crista IIa) apresentam valores bastante elevados, o que pode levar ao sobre dimensionamento da estrutura e a custos elevados de construção. Ao contrário, o método de Canel apresenta valores inferiores quando comparado com os outros métodos de dimensionamento, devido ao fator de redução aplicado à altura de onda que origina a redução das forças impulsivas. Este método pode levar ao sub dimensionamento da estrutura e ao seu mau funcionamento, apresentando pouca segurança. Os outros métodos apresentam valores relativamente próximos para profundidades de água entre 15 m e 20 m. Para profundidades de água superiores há uma diferença entre os valores obtidos pelos vários métodos de dimensionamento que tende a aumentar com a profundidade de água.

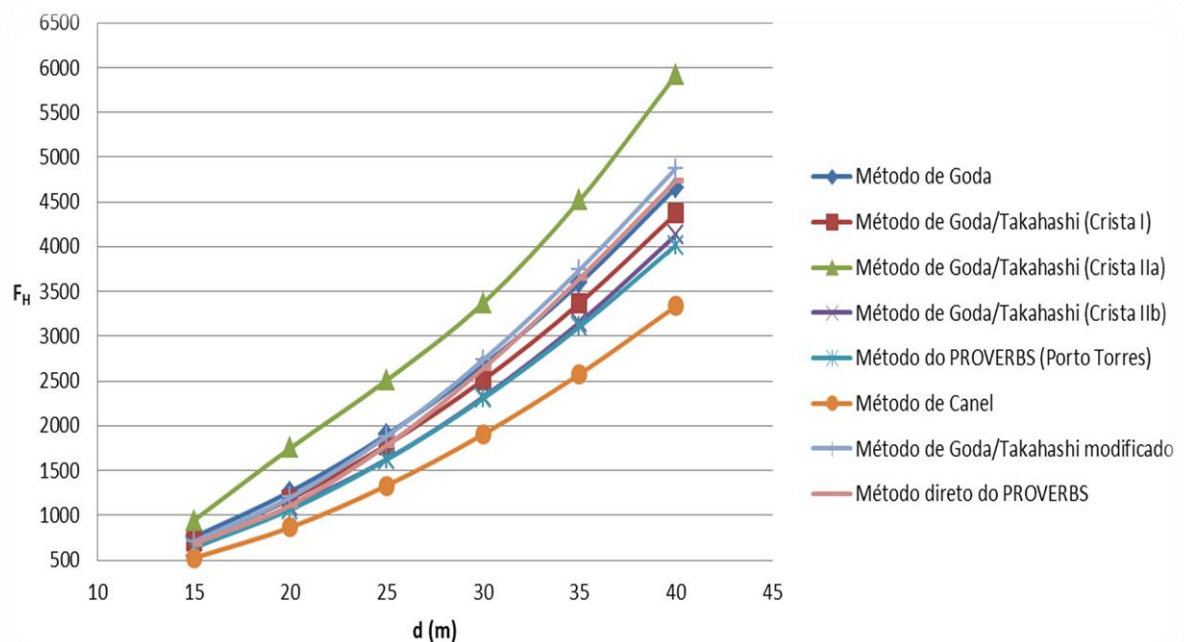


Figura 4.5 – Resultantes das forças horizontais atuantes.

- Cálculo dos momentos de força obtidos pelos vários métodos:

Nos quadros seguintes são apresentados os correspondentes momentos das forças supracitadas.

Quadro 4.17 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Goda.

d (m)	15	20	25	30	35	40
M _H (kN*m)	7413,0	16012,8	29343,8	48550,5	74833,9	109442,7
M _U (kN*m)	1624,1	4169,5	7093,8	11230,3	17497,3	27666,1
M _G (kN*m)	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8

Quadro 4.18 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Goda/Takahashi.

d (m)	15	20	25	30	35	40
Crista I						
M _H (kN*m)	6607,6	14335,8	26521,7	43863,8	67584,6	98809,6
M _U (kN*m)	1624,1	4169,5	7093,8	11230,3	17497,3	27666,1
M _G (kN*m)	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
Crista IIa						
M _H (kN*m)	11536,5	28087,5	48722,3	75641,4	115975,3	171454,0
M _U (kN*m)	1218,0	3127,1	5320,3	8422,7	13122,9	20749,6
M _G (kN*m)	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
M _V (kN*m)	3519,0	11462,8	19299,4	21120,7	33597,4	55932,2
Crista IIb						
M _H (kN*m)	6779,8	15285,9	27715,5	46878,4	73721,5	127347,9
M _U (kN*m)	1055,6	2710,2	4611,0	7299,7	11373,2	17983,0
M _G (kN*m)	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
M _V (kN*m)	2111,1	6231,2	11183,2	14306,1	23621,2	39281,7

Quadro 4.19 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Goda/Takahashi modificado.

d (m)	15	20	25	30	35	40
parede perfurada						
M _{Hp} (kN*m)	3383,5	7255,6	13171,9	22208,3	34877,6	51749,1
parede posterior						
M _{Hr} (kN*m)	5290,7	10861,8	20218,8	34005,8	53885,0	79752,1
Momento total						
M _H (kN*m)	8674,2	18117,4	33390,7	56214,2	88762,7	131501,2
M _U (kN*m)	1397,3	3579,1	6123,1	9725,2	15160,6	23916,4
M _G (kN*m)	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8

Quadro 4.20 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método de Canel.

d	15	20	25	30	35	40
M _H	5001,1	10874,2	20628,3	34835,5	54184,1	79120,7
M _U	1157,3	2895,0	4980,2	7964,3	12466,0	19649,3
M _G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8

Quadro 4.21 - Momentos exercidos pelas forças resultantes obtidos pelo método do PROVERBS (Porto Torres).

d (m)	15	20	25	30	35	40
M_H (kN*m)	6281,7	13606,7	25394,6	42455,4	65668,7	95736,9
M_U (kN*m)	1384,7	3488,0	5984,4	9543,1	14916,3	23534,1
M_G (kN*m)	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8

- Cálculo dos factores de segurança obtidos pelos vários métodos:

Os Quadros 4.22, 4.23 e 4.24 apresentam os valores obtidos pelos diferentes métodos para os factores de segurança ao deslizamento, ao derrube e tensão na base, respectivamente. Cada um dos quadros está acompanhado pela correspondente representação gráfica, Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, para uma melhor compreensão e facilidade na análise comparativa dos vários métodos.

Quadro 4.22 – Valores dos factores de segurança ao deslizamento.

FS deslizamento							
d (m)	15	20	25	30	35	40	
FS _{Goda}	1,97	1,92	1,63	1,75	1,67	1,65	
FS _{Takahashi Crista I}	2,11	2,06	1,74	1,87	1,78	1,76	
FS _{Takahashi Crista IIa}	1,98	1,89	1,73	1,75	1,70	1,70	
FS _{Takahashi Crista IIb}	2,74	2,7	2,39	2,41	2,3	2,3	
FS _{PROVERBS (Porto Torres)}	2,35	2,32	1,95	2,06	1,96	1,94	
FS _{Canel}	2,92	2,89	2,4	2,53	2,39	2,38	
FS _{Goda/Takahashi modificado}	2,06	1,99	1,61	1,67	1,56	1,54	
FS _{Método direto do Proverbs}	2,14	2,14	1,7	1,74	1,6	1,58	

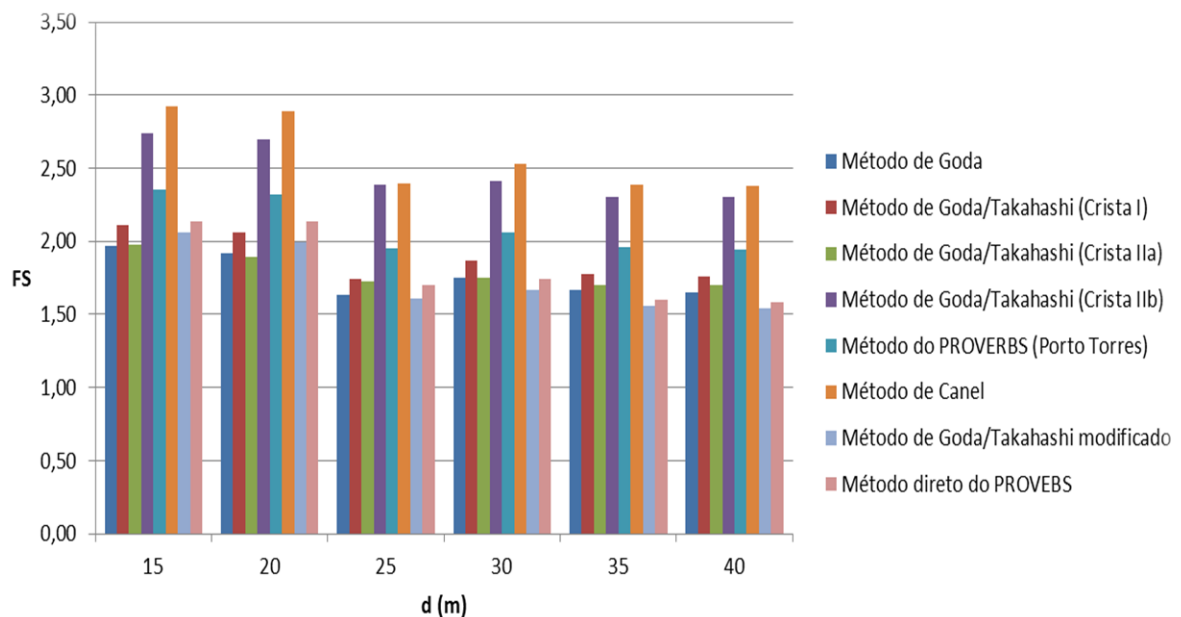


Figura 4.6 – Fatores de segurança ao deslizamento.

Quadro 4.23 – Valores dos factores de segurança ao derrube.

d (m)	FS derrube					
	15	20	25	30	35	40
FS _{Goda}	1,78	1,86	1,57	1,64	1,57	1,60
FS _{Takahashi Crista I}	1,96	2,03	1,70	1,78	1,71	1,73
FS _{Takahashi Crista IIa}	1,54	1,57	1,41	1,42	1,39	1,43
FS _{Takahashi Crista IIb}	2,32	2,44	2,11	2,08	1,99	1,78
FS _{PROVERBS (Porto Torres)}	2,10	2,20	1,82	1,89	1,80	1,84
FS _{Canel}	2,61	2,73	2,23	2,30	2,18	2,22
FS _{Goda/Takahashi modificado}	1,70	1,88	1,53	1,57	1,47	1,49

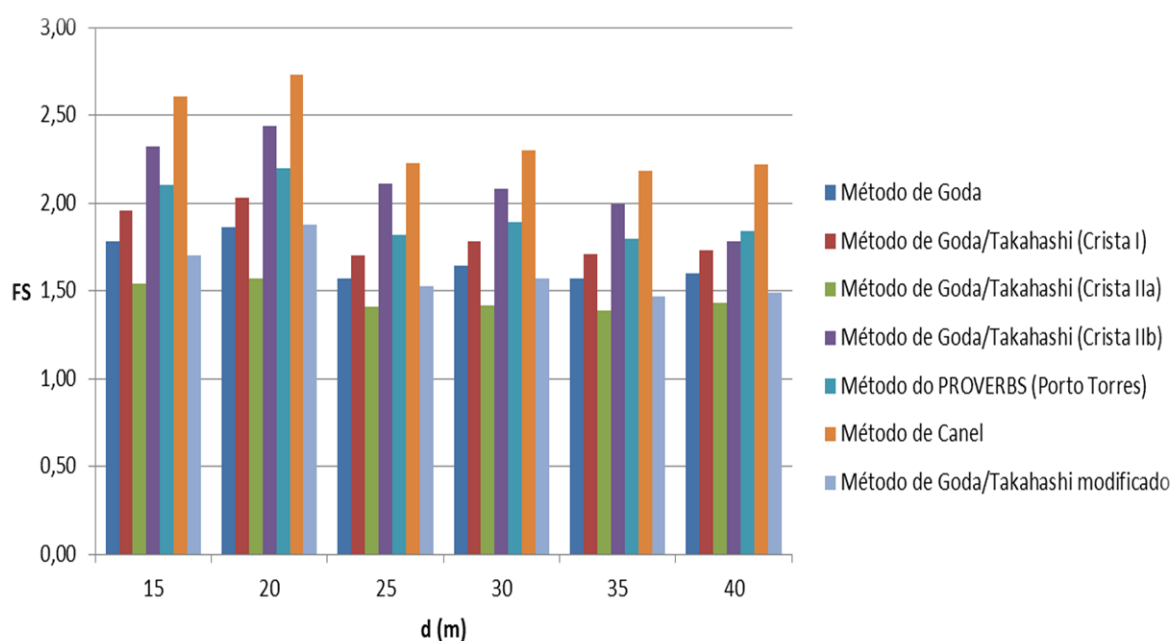


Figura 4.7 – Factores de segurança ao derrube.

Quadro 4.24 – Valores dos factores de segurança tensão na base.

d (m)	FS tensão na base					
	15	20	25	30	35	40
FS _{Goda}	2,05	2,62	1,28	1,47	1,19	1,27
FS _{Takahashi Crista I}	2,81	3,49	1,87	2,05	1,72	1,82
FS _{Takahashi Crista IIa}	1,01	1,1	0,64	0,64	0,54	0,65
FS _{Takahashi Crista IIb}	4,21	5,03	3,66	3,21	2,78	2,25
FS _{PROVERBS (Porto Torres)}	3,62	4,54	2,62	2,66	2,25	2,4
FS _{Canel}	6,13	7,44	5,00	4,70	4,12	4,29
FS _{Goda/Takahashi modificado}	1,94	2,62	1,77	1,54	1,19	1,13

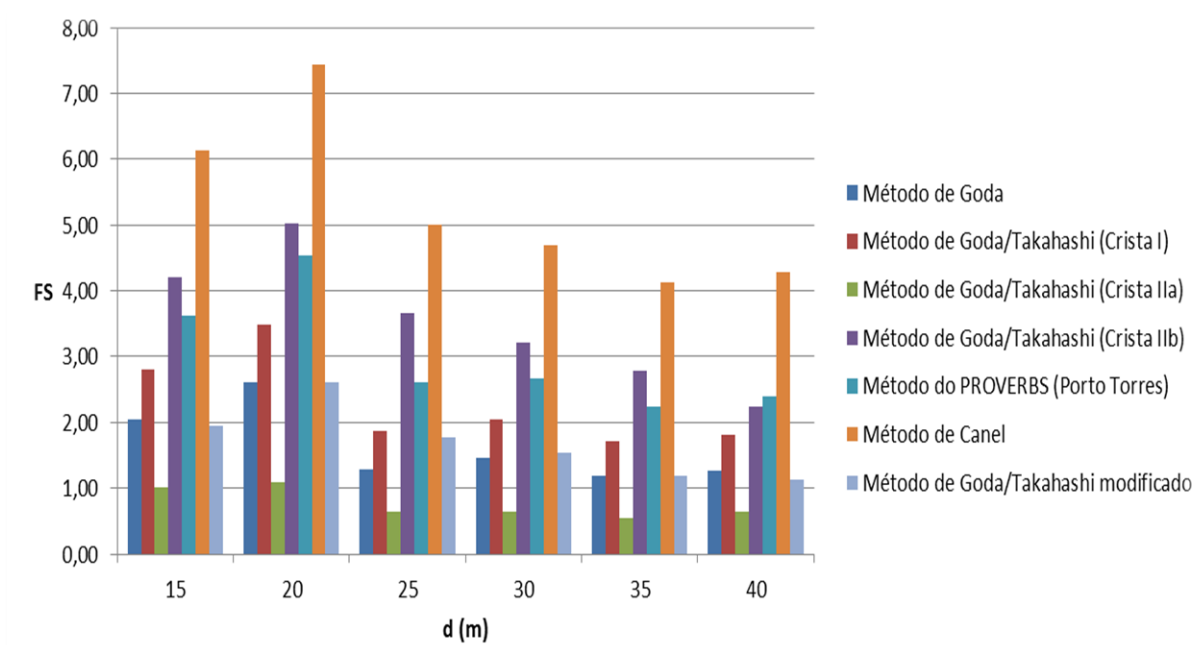


Figura 4.8 – Fatores de segurança tensão na base.

No Anexo A são apresentados os quadros de dimensionamento com todas as variáveis envolvidas no cálculo.

5

TESTES LABORATORIAIS

5.1. ENQUADRAMENTO

O dimensionamento de estruturas marítimas é geralmente baseado em fórmulas empíricas, cujo domínio de aplicação é reduzido, visto que as fórmulas são válidas para a gama de valores e para as geometrias para as quais foram desenvolvidas. Ultimamente, em casos práticos de engenharia e pela importância cada vez maior que se dá aos impactos destas estruturas, têm sido desenvolvidas estruturas com geometrias diferentes, muito complexas e para cujas características não existem formulações empíricas aplicáveis. No caso destas estruturas, o método mais comum de verificação do dimensionamento é a modelação física, sendo que o recurso a modelos físicos é bastante preciso e podem ser adaptados ao caso em estudo.

A modelação física é utilizada frequentemente na fase de projecto de execução de estruturas marítimas, de modo a obter resultados finais fiáveis e de verificar o pré-dimensionamento da obra, possibilitando assim a definição de uma estrutura funcional, estável e económica. Para verificar se a solução proposta cumpre as imposições previstas são criados modelos físicos, que também permitem obter informação de base para o possível desenvolvimento de fórmulas semi-empíricas, caso tal se aplique.

Um modelo físico é uma réplica de um protótipo, a uma escala reduzida, na qual estão reproduzidas as forças principais que actuam nesse protótipo numa dada proporção [Hughes, 1993]. Para que um modelo físico reproduza todos os aspectos do protótipo seria necessário conseguir alcançar uma semelhança completa entre ambos, do ponto de vista geométrico, cinemático e dinâmico. Na prática, é raramente possível obter uma semelhança completa, devendo deste modo procurar definir-se quais as acções com maior influência no estudo que se pretende realizar, garantindo que estão correctamente reproduzidas.

Contudo, este tipo de modelos apresenta ainda hoje uma grande desvantagem: os efeitos de escala e a incompatibilidade de algumas características protótipo-modelo. Os efeitos de escala aparecem como consequência da impossibilidade prática de realização de simulações em modelo físico, respeitando uma semelhança completa, sob o ponto de vista geométrico, cinemático e dinâmico, relativamente ao protótipo.

Com este trabalho pretende-se averiguar o comportamento à reflexão do novo quebramar vertical perfurado LOWREB.

Na impossibilidade de testar a eficiência da estrutura para todas as profundidades para as quais foi realizado o pré-dimensionamento no capítulo anterior, no presente capítulo será analisado o comportamento hidráulico à reflexão da estrutura dimensionada para a profundidade de 20 m. A

Figura 5.1 representa a seção transversal da estrutura ensaiada com as principais dimensões, valores de protótipo, em metros.

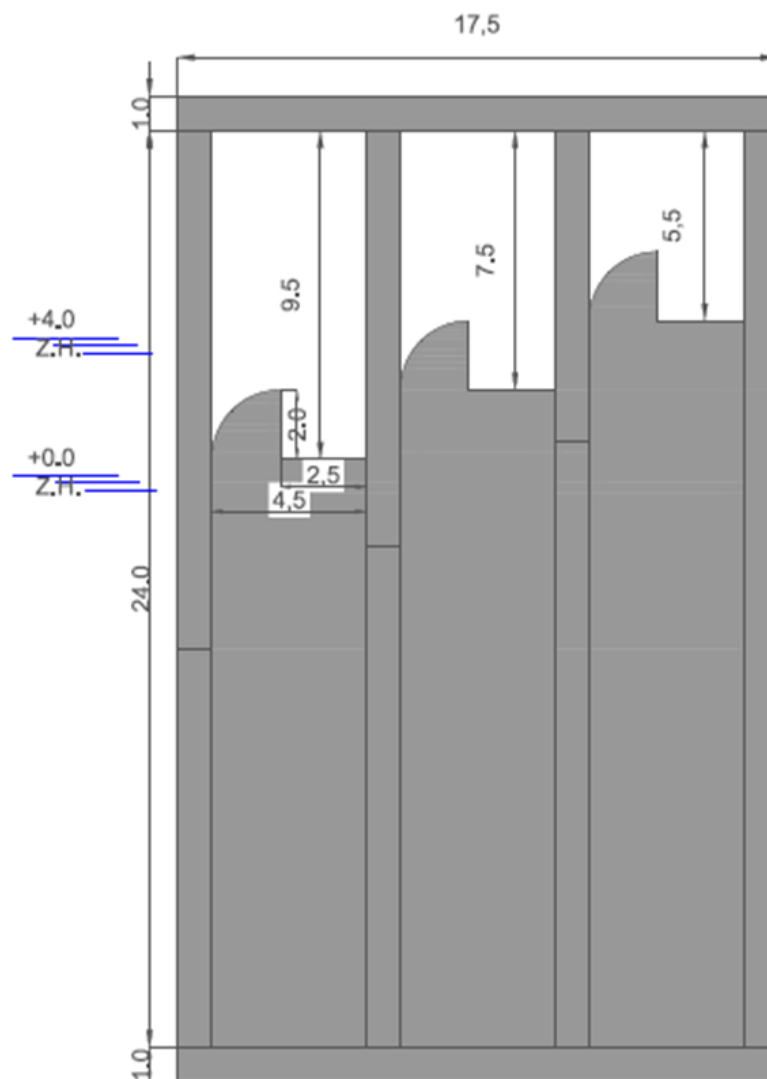


Figura 5.1 – Seção transversal da estrutura ensaiada.

5.2.DESCRICÃO GERAL DA INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

Os ensaios realizaram-se no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica (LH) da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (SHRHA) da Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto (FEUP). O tanque de ondas caracteriza-se por ter 28 m de comprimento, 12 m de largura e 1,2 m de profundidade.

No interior do tanque localiza-se o sistema de geração de ondas, desenvolvido pelo Laboratório HR Wallingford, U.K., constituído por 16 pás independentes, ocupando toda a largura do tanque. Dependendo do estado de agitação pretendido, as pás podem funcionar em uníssono ou com movimentos singulares entre elas.

Nas proximidades do tanque encontra-se a sala de controlo do sistema de geração. Os movimentos horizontais do sistema são controlados por um computador, que permite a geração do sinal, por uma unidade de controlo e um sistema de aquisição do sinal.

Para assegurar que a energia das ondas reflectidas pelo modelo físico é absorvida no preciso momento em que as ondas reflectidas atingem o sistema de geração, o sistema é dotado com um mecanismo de absorção activa de reflexões, *Dynamic Wave Absorption* (DWA). Este sistema permite garantir que as condições de agitação que se verificam no interior do tanque de ondas são unicamente o resultado da combinação das ondas geradas pelo sistema, com aquelas que são reflectidas pelo modelo físico sujeito a ensaios. Deste modo, a onda gerada corresponde à diferença entre a onda solicitada ao sistema de geração e a reflectida.

O *Software* de aquisição de dados, HR-DAQ – *Data Acquisition and Analysis Software Program* é constituído por três módulos que permitem a calibração das sondas que constituem o sistema de medição de níveis hidrodinâmicos, a aquisição de dados e ainda o consequente processamento de dados e sua análise.

Os equipamentos utilizados para a medição das condições de ensaio foram: quatro sondas hidrodinâmicas, quatro sondas de pressão e uma câmara de vídeo. As quatro sondas hidrodinâmicas foram colocadas a barlar do modelo, para a obtenção da agitação incidente e a determinação da reflexão. A definição do posicionamento e do espaçamento entre as sondas hidrodinâmicas será descrito em detalhe na secção 5.4.1.

As ondas geradas são medidas com recurso a sondas resistivas, ou seja, à medida que o nível da água varia em torno da sonda é registada uma voltagem. No âmbito do presente estudo, para a medição da elevação instantânea da superfície livre da água foram utilizadas sondas de níveis hidrodinâmicos de haste longa (600 mm). Este tipo de sondas são indicadas para a medição das condições de agitação em testes realizados com profundidades de água elevadas.

Na Figura 5.2 são apresentadas as sondas de pressão e a colocação das mesmas no modelo. O posicionamento de cada sonda foi escolhido com o intuito de distribuir as sondas pelas quatro paredes divisórias da estrutura e deste modo medir a variação da pressão hidrodinâmica à medida que a água passa através das três câmaras dissipadoras.



Figura 5.2- Sondas de pressão.

Uma câmara GigE ethernet UI 5220 de 0,8 megapixéis foi utilizada para registrar o escoamento durante os ensaios, bem como o movimento das partículas para uma possível aplicação do PIV, Figura 5.3. Para iluminação da área de interesse recorreu-se a dois focos de halogéneo convencionais.



Figura 5.3 – Câmara de vídeo utilizada nos ensaios.

A Figura 5.4 e a Figura 5.5 apresenta as condições de agitação que podem ser reproduzidos pelo sistema de geração para uma profundidade de 0,32 m (baixa-mar) e para uma profundidade de 0,40 m (preia-mar). As características de desempenho do sistema de geração e o critério de rebentação da onda determinam a altura de onda máxima que pode ser gerada para uma determinada frequência. Considera-se que o sistema de geração está a ser utilizado com o módulo de absorção ligado, admitindo que o modelo apresenta um coeficiente de reflexão médio (C_r) de 50%.

Como se pode observar nas seguintes figuras, o critério de rebentação das ondas é o mais limitativo para períodos pequenos, enquanto as características de desempenho do gerador condicionam o valor máximo da altura da onda para ondas de grande período.

Na situação de baixa-mar para uma altura de onda significativa de 5 m ocorrerá possivelmente rebentação da onda, para todos os períodos testados, visto que as condições de teste encontram-se entre os critérios de rebentação de $0,5d$ e $0,6d$. Os testes realizados com período de pico de 10 s e altura de onda significativa de 5 m, ultrapassam também o critério de rebentação de $L/10$, por isso as probabilidades de ocorrência de rebentação aumentam.

Para o nível de preia-mar nenhum critério de rebentação foi ultrapassado, por isso não se espera ocorrência de rebentação das ondas antes da estrutura.

As leituras realizadas pelas sondas de níveis hidrodinâmicos são afectadas pelo facto de a onda rebentar antes de atingir a estrutura, conduzindo a uma redução do coeficiente de reflexão. Nestas condições, pode-se observar que a altura de onda significativa incidente lida pelas sondas de níveis hidrodinâmicos será inferior à altura de onda significativa gerada pelo sistema, uma vez que se verifica rebentação da onda, à medida que esta se propaga em direcção à estrutura.

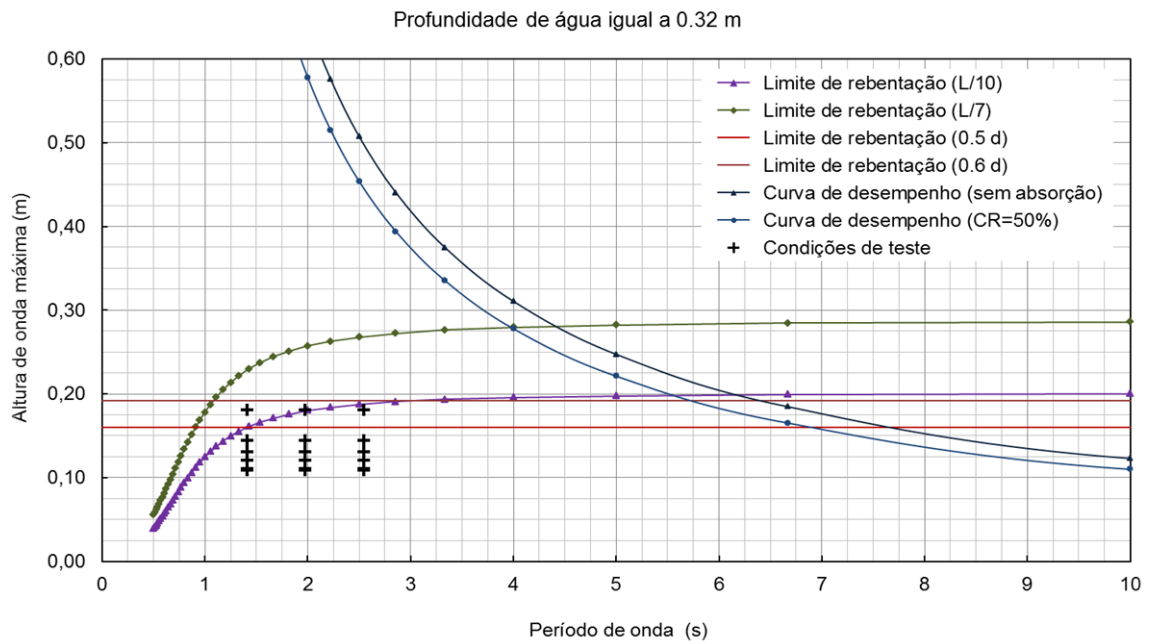


Figura 5.4 – Estados de agitação marítima que podem ser gerados pelo sistema com uma profundidade de água no tanque de ondas igual a 0,32 m (valores do modelo).

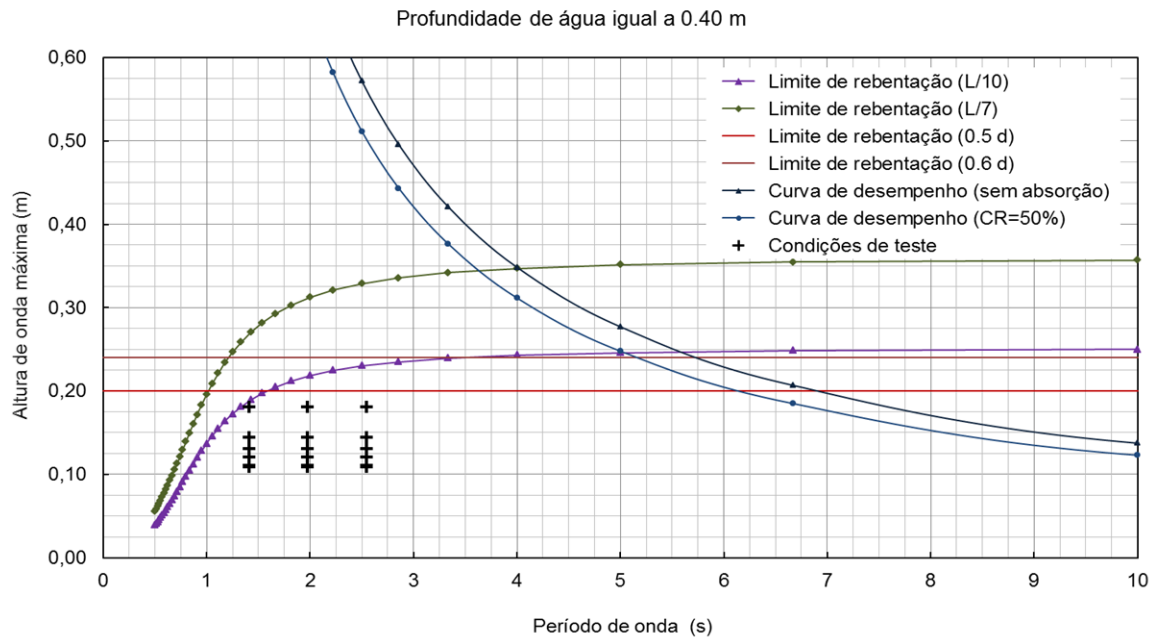


Figura 5.5 – Estados de agitação marítima que podem ser gerados pelo sistema com uma profundidade de água no tanque de ondas igual a 0,40 m (valores do modelo).

5.3.DESCRICÃO DO MODELO

O modelo foi testado num canal com cerca de 80 cm de largura, assegurando deste modo que a pá geradora está compreendida entre os limites do canal. Para minimizar as eventuais perdas que pudessem ocorrer, o canal foi prolongado até à pá do batedor.

Apresenta-se, na Figura 5.6, o canal de ondas, vista dos batedores (esquerda) e o local de implantação do modelo (direita).



Figura 5.6 – Canal de ondas, vista dos batedores (esquerda) e implantação do modelo (direita).

A escala geométrica do modelo de 1:50, foi determinada tendo em conta as limitações geométricas e mecânicas do tanque e do gerador de ondas, bem como a minimização dos efeitos de escala no modelo, de forma a retratar o mais fielmente possível as condições reais de funcionamento da estrutura.

A verificação simultânea das diferentes leis de semelhança está sujeita a importantes restrições, o que se traduz na impossibilidade de estabelecer uma semelhança completa, entre um dado fenómeno físico e o correspondente modelo, na generalidade das aplicações práticas, Novais Barbosa, (1985). Dessa incompatibilidade resulta a necessidade de escolher as leis de semelhança mais importantes para os fenómenos em estudo, com base nas acções predominantes. A adopção de semelhanças incompletas conduz ao aparecimento de efeitos de escala, que serão tanto maiores quanto menor for o modelo construído [Rosa Santos, 2010].

A única maneira de reproduzir na totalidade o comportamento de um protótipo num modelo físico equivalente, seria conseguir assegurar uma semelhança completa entre ambos.

Neste caso, considerando como acção predominante a acção das ondas gravíticas, o critério de semelhança mais importante para os fenómenos em estudo, é o critério de semelhança de Froude. Ou seja, o número de Froude deverá ser igual no modelo e no protótipo, isto é, a relação entre as forças gravíticas e as forças de inércia mantém-se constante.

A semelhança de Froude, bastante utilizada em modelação física de estruturas costeiras, apenas pode ser utilizada quando as forças de viscosidade forem desprezáveis face às restantes forças (inércia e gravíticas). Tal situação ocorre na grande maioria das condições de ensaio. Quando essas forças não são desprezáveis, a semelhança de Reynolds também terá de ser respeitada.

A semelhança de Froude garante a semelhança das forças tangenciais turbulentas e logo o processo de dissipação da energia. Contudo, a necessidade de que o escoamento seja turbulento no modelo é condição necessária, e por isso tem de ser garantido um valor mínimo do número de Reynolds no modelo.

O modelo físico foi construído com o objectivo de avaliar a influência da estrutura perfurada nos valores do coeficiente de reflexão da estrutura. A sua construção tentou reunir as características pretendidas pelo modelo com o espaço e os materiais disponíveis. Deste modo decidiu-se optar pela construção da estrutura em acrílico e betão. O acrílico foi utilizado para a construção do caixão, enquanto o betão foi utilizado como material de enchimento para dar peso à estrutura e assegurar a estabilidade da mesma.

Numa primeira fase foram construídos os blocos de betão utilizados para a formação das três câmaras dissipadoras. A construção dos blocos foi realizada no Laboratório de Betão Estrutural (LABEST) com betão auto-compactável. Na Figura 5.7 está apresentada a sequência construtiva dos blocos. Enquanto se esperava pela cura do betão, foi realizada a segunda fase da construção, ou seja, a preparação das placas para a construção do caixão. A Figura 5.8 representa a sequência construtiva do modelo.



Figura 5.7 – Sequência construtiva dos blocos de betão.

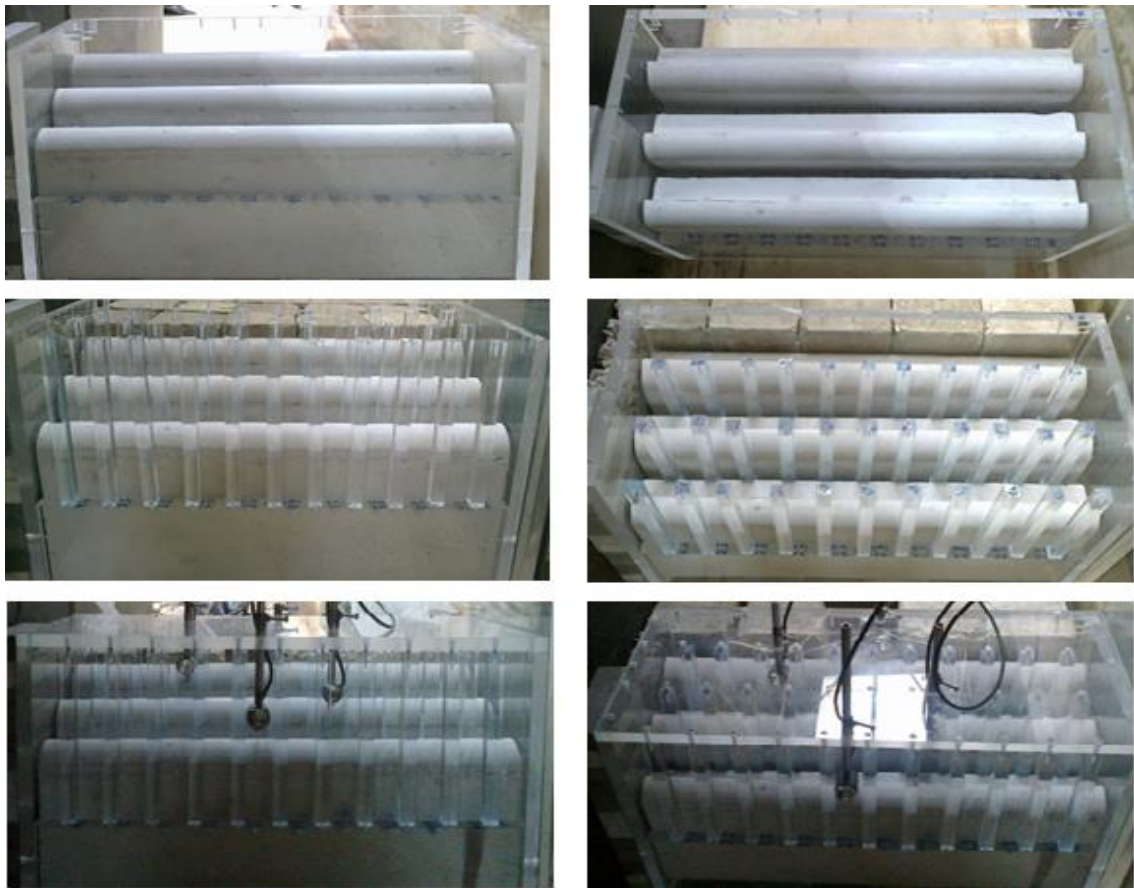


Figura 5.8 – Sequência construtiva do modelo.

A análise da eficiência hidráulica à reflexão foi feita comparando os resultados obtidos para os coeficientes de reflexão da estrutura perfurada com uma estrutura de paramento vertical, com um coeficiente de reflexão teórico unitário, materializada com a colocação de uma placa de acrílico no paramento frontal do modelo. A placa vertical foi fixada ao modelo através de dois grampos, de modo a evitar oscilações com a incidência das ondas, tal como está ilustrado na Figura 5.9.

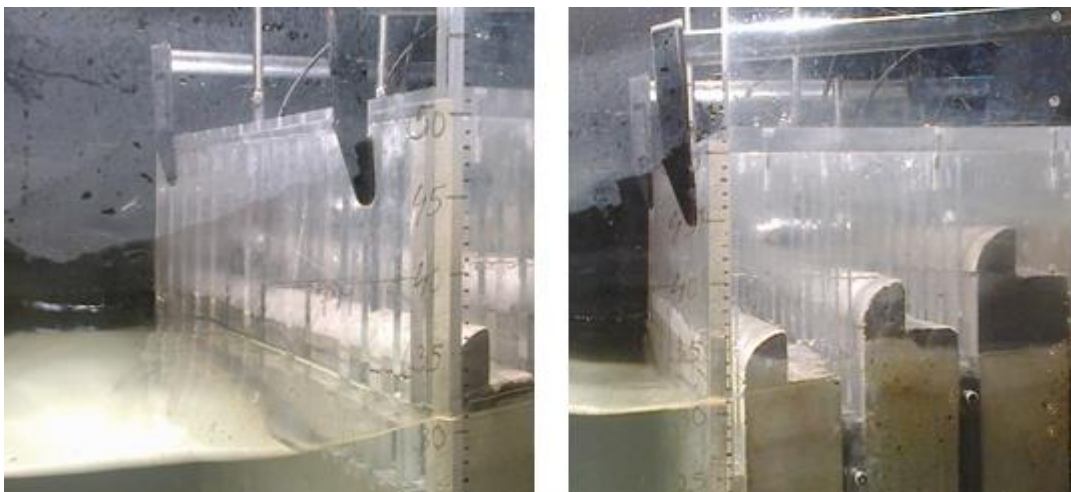


Figura 5.9 – Modelo físico da estrutura de paramento vertical.

5.4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Os ensaios foram organizados com o objectivo de analisar a eficiência hidráulica da estrutura perfurada tendo em consideração a influência que a agitação marítima e as variáveis geométricas têm no funcionamento hidráulico da mesma. Neste sentido foram definidos três modelos com diferentes configurações do quebramar perfurado a que correspondem resumidamente às seguintes características:

- Modelo 1 – porosidade das paredes: 24%, 19%, 14% e 0% (sentido barlar-sotamar);
 - ranhuras verticais com 1 m de largura, espaçadas de 2 m entre si;
 - extensão de uma câmara dissipadora: 4,5m (3 câmaras);
 - descarregadores internos com desenvolvimento e altura de 2 m.
- Modelo 2 – porosidade das paredes: 29%, 23%, 17% e 0% (sentido barlar-sotamar);
 - ranhuras verticais com 1 m de largura, espaçadas de 4 m entre si;
 - extensão de uma câmara dissipadora: 4,5m (3 câmaras);
 - descarregadores internos com desenvolvimento e altura de 2 m.
- Modelo 3 – porosidade das paredes: 29%, 23%, 17% e 0% (sentido barlar-sotamar);
 - ranhuras verticais com 1 m de largura, espaçadas de 4 m entre si (disposição em zig-zag);
 - extensão de uma câmara dissipadora: 4,5m (3 câmaras);
 - descarregadores internos com desenvolvimento e altura de 2 m.

Todas as dimensões apresentadas referem-se a valores em protótipo.

O modelo 1 representa a estrutura inicialmente dimensionada. Visto que a porosidade da parede perfurada é uma das variáveis determinantes na eficiência hidráulica deste tipo de estrutura, foram criados os modelos 2 e 3, e deste modo avaliar a sua importância na reflexão das ondas. No presente estudo não foi possível estudar a influência da extensão das câmaras dissipadoras, um outro fator importante na eficiência hidráulica das estruturas perfuradas.

A Figura 5.10 apresenta um esquema 3D dos modelos ensaiados.

Os modelos foram testados para dois níveis de maré distintos: +0.0 m (Z.H.) e +4,0 m (Z.H.). Sendo cada fase de ensaios testada quer com agitação irregular, Quadro 5.2, quer com agitação regular, Quadro 5.3.

As condições de ensaio foram definidas para avaliar o funcionamento da estrutura tanto para condições de agitação inferiores às de dimensionamento, como para condições de agitação superiores às de dimensionamento. Visto que todos os estudos sobre estruturas perfuradas indicam que a sua eficiência diminui com o aumento do período de onda, os seus valores foram escolhidas de forma a aumentar o intervalo de aplicação.

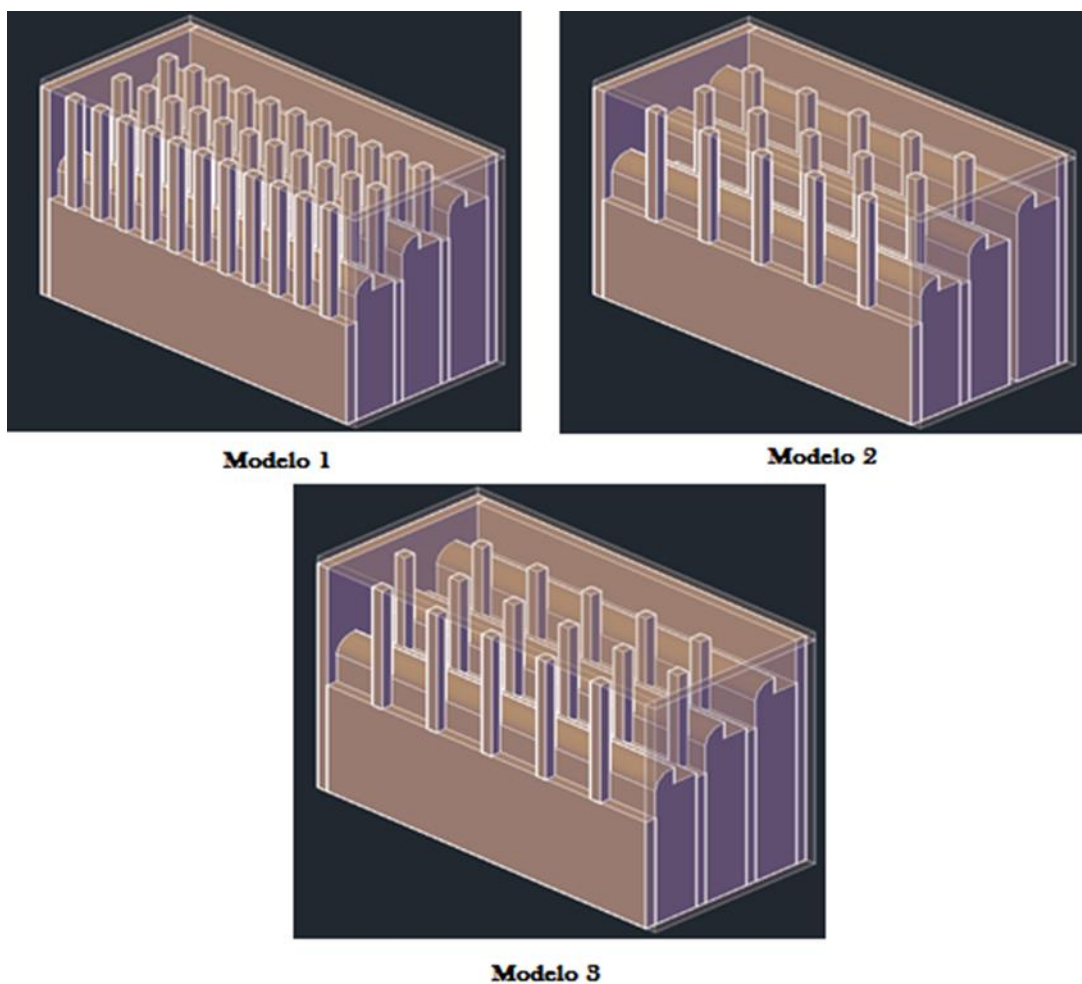


Figura 5.10 - Esquemas 3D dos três modelos ensaiados.

Quadro 5.1 - Ondas irregulares testadas (valores em protótipo e em modelo – espectro de Jonswap).

Protótipo		Modelo	
T_p	H_{si}	T_p	H_{si}
(s)	(m)	(s)	(m)
10	3	1,41	0,06
	4		0,08
	5		0,1
14	3	1,98	0,06
	4		0,08
	5		0,1
18	3	2,55	0,06
	4		0,08
	5		0,1

Quadro 5.2 - Ondas regulares testadas (valores em protótipo e em modelo).

Protótipo		Modelo	
T	H _i	T	H _i
(s)	(m)	(s)	(m)
10	5,5	1,41	0,11
	6		0,12
	6,5		0,13
14	5,5	1,98	0,11
	6		0,12
	6,5		0,13
18	5,5	2,55	0,11
	6		0,12
	6,5		0,13

Para os testes realizados com ondas regulares foram utilizadas aproximadamente, 150 ondas, enquanto nos testes com ondas irregulares foi utilizada uma sequência temporal 2^{11} , que corresponde quase a 280 - 300 ondas. A duração dos ensaios foi determinada de modo a garantir que os ensaios tinham uma duração suficiente para uma correta reprodução do comportamento da estrutura e ao mesmo tempo garantir que os estados de agitação irregular são reproduzidos com suficiente rigor.

5.4.1. ANÁLISE DA REFLEXÃO

A técnica utilizada pelo *software* de aquisição e de análise de registos de agitação marítima, para separar a agitação incidente da reflectida, que permite realizar a análise da reflexão, baseia-se nos registos da elevação instantânea da superfície livre da água medidos em quatro pontos do domínio de ensaio.

Ao utilizar os métodos de separação de ondas é fundamental ter em atenção o posicionamento relativo das sondas, ou seja, devem estar situadas num local com uma profundidade de água constante, afastadas de fronteiras reflectoras e da zona de rebentação. O espaçamento entre as sondas é definido com base nas condições de agitação marítima testadas.

O *software* utilizado neste estudo permite determinar o intervalo de frequências válidas para uma dada disposição das sondas, através de um processo iterativo, bastando introduzir as distâncias $x_{11}=0$ (que corresponde à sonda mais próxima do sistema de geração), x_{12} , x_{13} , x_{14} .

Deste modo, foram determinados os espaçamentos entre as quatro sondas, de forma a que o correspondente intervalo de frequências válidas contenha os limites espectrais $0,5f_p$ e $2,2f_p$, Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Intervalo de frequências válidas para cada um dos períodos de onda de pico considerados no estudo (valores de protótipo).

T_p (s)	f_p (Hz)	$0,5f_p$ (Hz)	$2,2f_p$ (Hz)
10	0,100	0,050	0,220
14	0,071	0,036	0,157
18	0,056	0,028	0,122

Convém salientar que apesar de não existirem dados exactos sobre uma distância óptima da primeira sonda à estrutura, é aconselhável colocá-la a uma distância de um comprimento de onda da estrutura.

O Quadro 5.4 apresenta o espaçamento entre as quatro sondas utilizadas no estudo da reflexão, para as diferentes condições testadas no modelo físico. Δx_1 , Δx_2 , Δx_3 representam o espaçamento entre as sondas 1-2, 1-3 e 1-4, f_{\min} (T_{\max}) e f_{\max} (T_{\min}) as frequências limite e os respectivos períodos que definem o intervalo de frequências válidas para os espaçamentos entre sondas referidos.

Quadro 5.4 – Espaçamentos entre sondas definidos para as condições testadas em modelo físico (valores de protótipo).

d (m)	T_p (s)	Δx_1 (m)	Δx_2 (m)	Δx_3 (m)	f_{\min} (Hz)	f_{\max} (Hz)	T_{\min} (s)	T_{\max} (s)
20	10-18	9,5	21	70	0,027	0,226	4,42	37,22
16	10-18	9	20	65	0,028	0,221	4,52	36,08

Na Figura 5.11 apresentam-se, graficamente, os resultados obtidos para o intervalo de frequências válido para a análise da reflexão para as condições testadas no modelo.

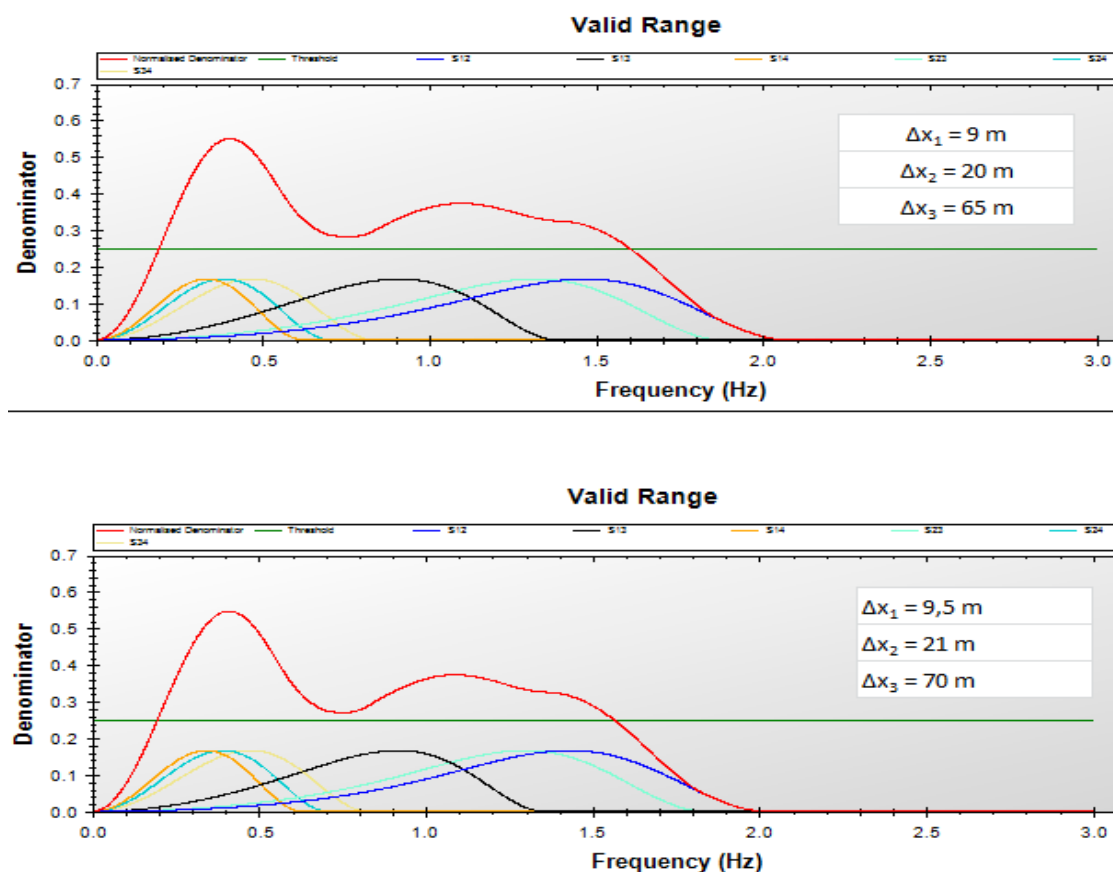


Figura 5.11 – Intervalo de frequências válidas para diferentes espaçamentos entre as sondas, d=16 m, $10 \text{ s} \leq T_p \leq 18 \text{ s}$ (superior); d=20 m, $10 \text{ s} \leq T_p \leq 18 \text{ s}$ (inferior).

5.4.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.4.2.1. Modelo 1

Nas Figuras 5.12, 5.13, 5.14 e 5.15 estão representados os valores obtidos para o coeficiente de reflexão para os dois níveis de maré ensaiados (baixa-mar e preia-mar) e para as condições de agitação irregular e regular, respectivamente. Para cada nível de maré estão apresentados os valores do coeficiente de reflexão, em comparação com uma parede vertical para os vários períodos de onda.

O coeficiente de reflexão obtido nos testes para uma parede vertical apresenta valores entre 0,87 e 0,93. Como referência para o coeficiente de reflexão para estruturas verticais contínuas mais ou menos planas, Goda (1985) aponta valores entre 0,9 e 1,0. A existência de eventuais perdas de energia que ocorreriam nas paredes laterais do canal, possíveis galgamentos e rebentação das ondas incidentes devido às situações de agitação mais energéticas consideradas nos ensaios realizados, podem ser as razões pelas quais não se obtiveram coeficientes de reflexão mais próximos ou até mesmo iguais à unidade.

Como se pode observar na Figura 5.12, em situação de baixa-mar, a estrutura LOWREB apresenta um comportamento próximo de uma estrutura vertical, independentemente das condições de agitação. À medida que a altura de onda significativa incidente aumenta, há uma tendência de redução do coeficiente de reflexão. No que diz respeito ao período de pico, o coeficiente de reflexão é pouco variável, não apresentando uma tendência clara.

Para agitação regular, Figura 5.14, o comportamento da estrutura à reflexão apresenta a mesma tendência quando sujeita a agitação irregular, ou seja, valores do coeficiente de reflexão elevados, diminuindo com o aumento da altura de onda incidente. Neste caso, para períodos de onda menores o modelo apresenta uma maior eficiência hidráulica.

Verifica-se uma melhoria da eficiência hidráulica relativamente à reflexão da agitação para o nível de água mais elevado (preia-mar) e para qualquer um dos períodos de onda de pico testados. Como se pode constatar na Figura 5.13, o coeficiente de reflexão aumenta à medida que o período de onda de pico também aumenta. A variação do coeficiente de reflexão em função da altura de onda difere para cada período de onda de pico. Quando exposta a condições de agitação correspondentes ao período de 10s, a estrutura LOWREB apresenta um aumento do coeficiente de reflexão com o aumento da altura de onda significativa. Para períodos de pico de 14 s, o coeficiente de reflexão mantém-se quase constante para as três alturas de onda significativas incidentes testadas. A análise dos resultados no caso do período de pico de 18 s mostra que o coeficiente de reflexão diminui com o aumento da altura de onda significativa.

A Figura 5.15 representa a variação do coeficiente de reflexão da estrutura quando exposta a agitação regular. Pode-se observar claramente uma diminuição na sua eficiência hidráulica à medida que o período de onda aumenta, ou seja, o coeficiente de reflexão aumenta com o aumento do período de onda. O valor do coeficiente de reflexão é directamente proporcional à altura de onda para períodos de onda de 10 s e 18 s, enquanto para períodos de onda de 14 s, o coeficiente de reflexão atinge valores máximos para alturas de onda ensaiadas intermédias.

A maior eficiência hidráulica da estrutura LOWREB verifica-se para o período de pico $T_p=10$ s, independentemente do nível de água testado (nível de baixa-mar e nível de preia-mar) e do tipo de agitação marítima (irregular e regular).

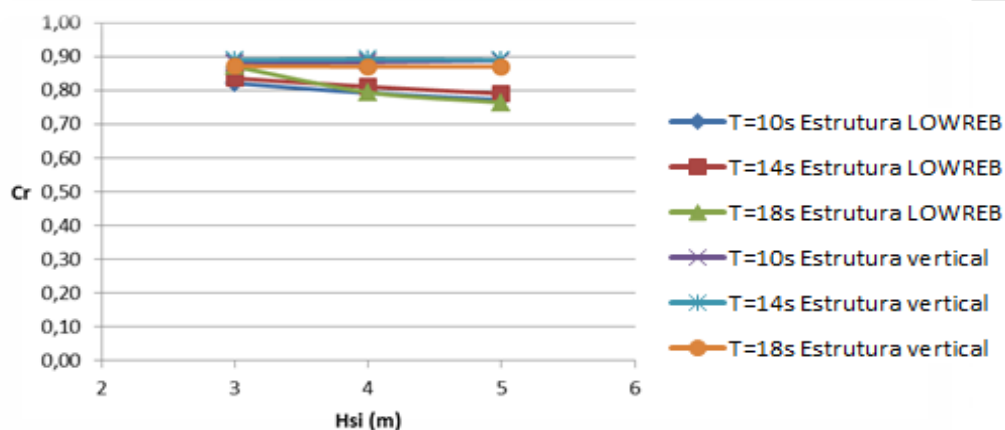


Figura 5.12 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível mínimo de água (ondas irregulares).

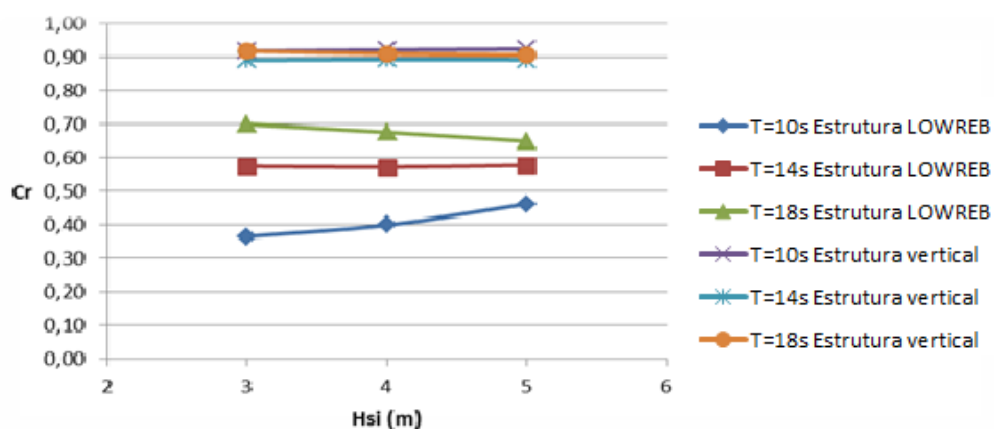


Figura 5.13 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível máximo de água (ondas irregulares).

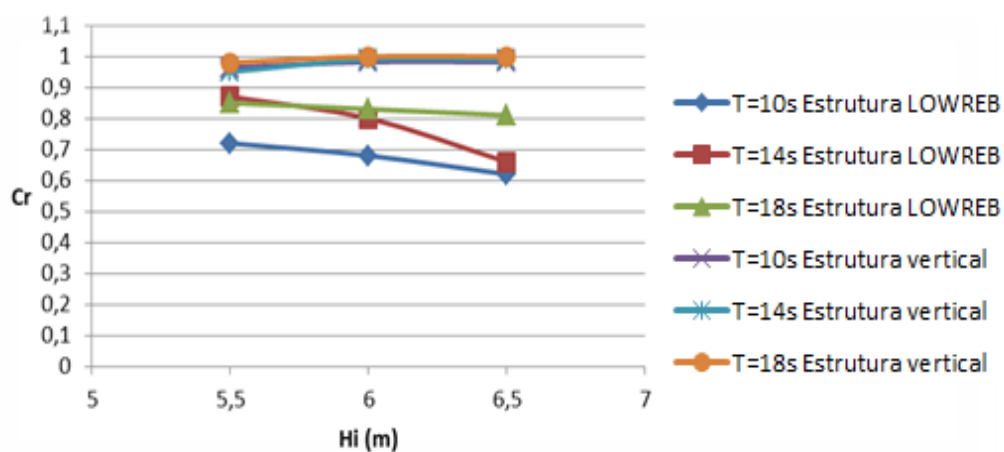


Figura 5.14 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível mínimo de água (ondas regulares).

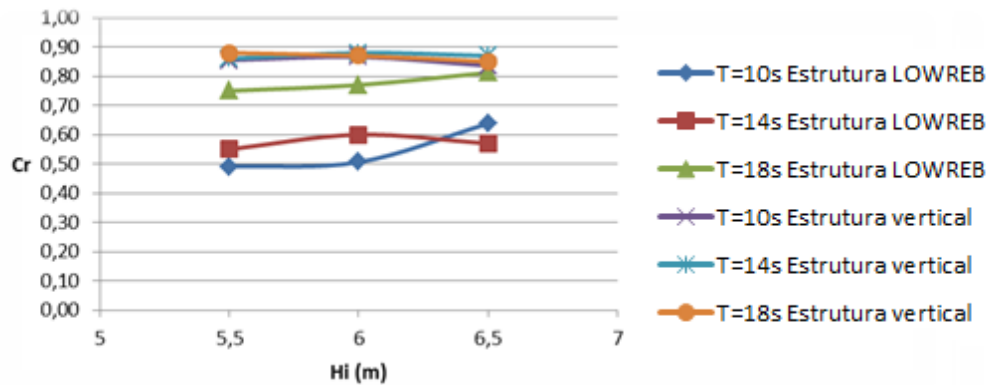


Figura 5.15 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível máximo de água (ondas regulares).

A variação dos valores do coeficiente de reflexão obtidos para os dois níveis de maré considerados e para os períodos de onda de pico de 10 s, 14 s e 18 s, está ilustrada nas Figuras 5.16, 5.17 e 5.18, respectivamente. As Figuras 5.19, 5.20 e 5.21 apresentam a variação do coeficiente de reflexão para os mesmos níveis de maré e períodos de onda para situação de agitação regular.

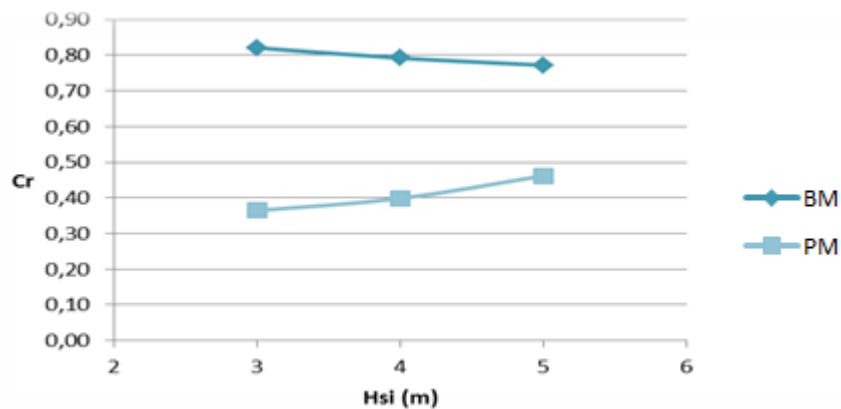


Figura 5.16 – Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

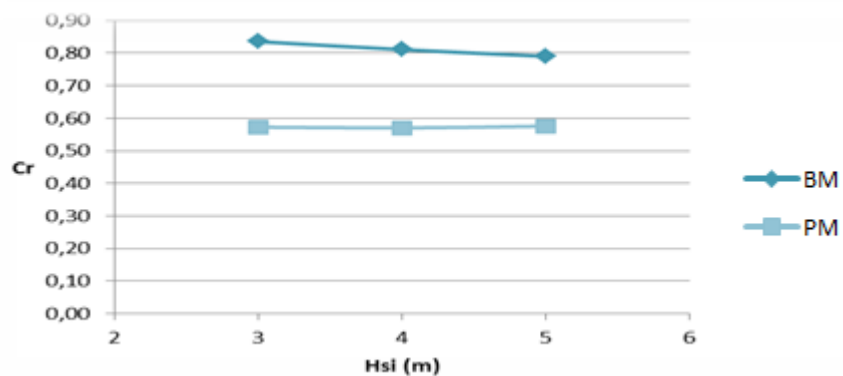


Figura 5.17 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

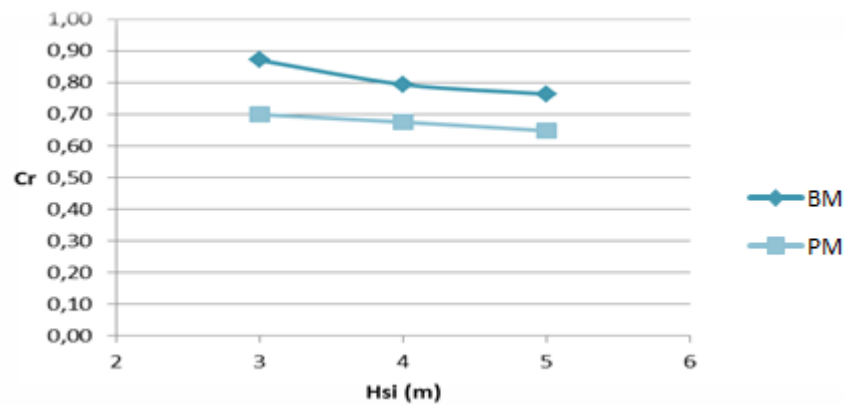


Figura 5.18 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

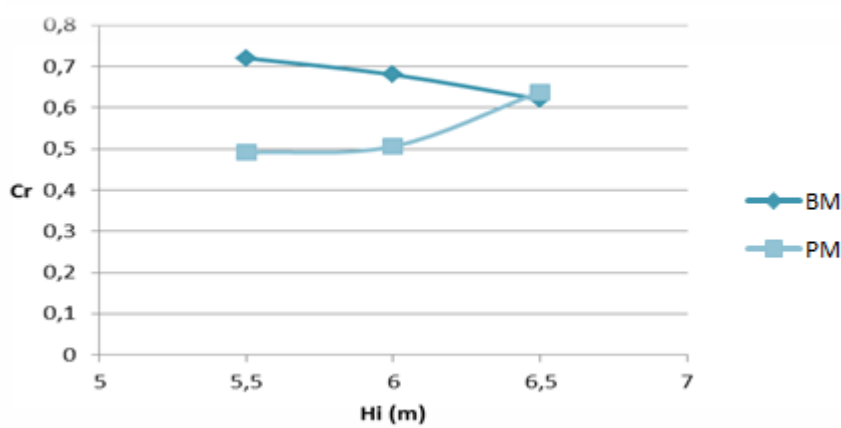


Figura 5.19 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

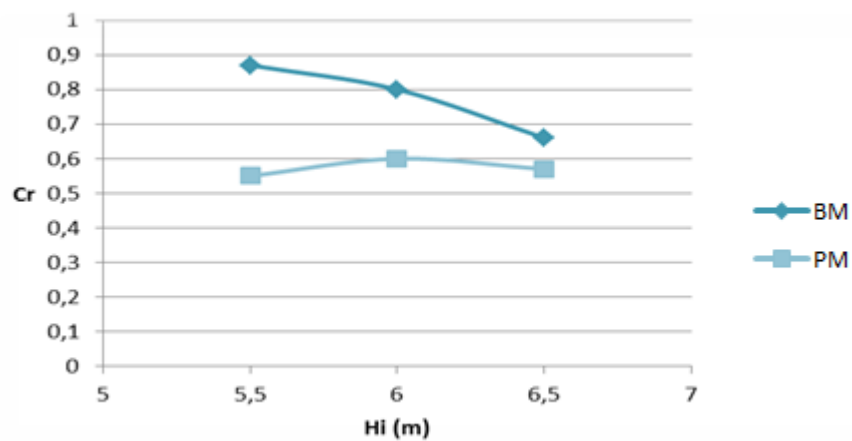


Figura 5.20 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

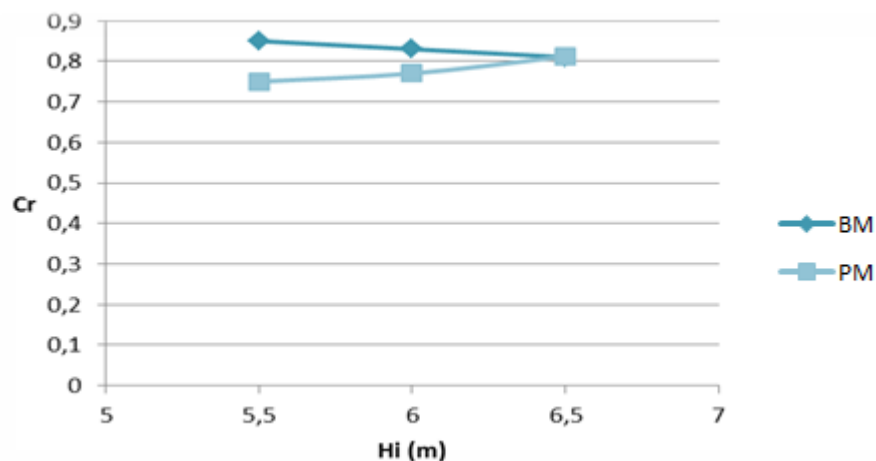


Figura 5.21 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

A Figura 5.22 apresenta a relação entre o comprimento relativo (B/L) da câmara dissipadora e o coeficiente de reflexão, para os dois níveis de água testados, para ondas regulares e irregulares. Também apresenta os valores dos coeficientes de reflexão determinados através da fórmula do projeto PROVERBS. Para que este tipo de estrutura seja eficiente do ponto de vista hidráulico, o comprimento relativo da câmara dissipadora deve variar entre 0,10 e 0,25. Pode-se observar que o valor do comprimento relativo das câmaras dissipadoras pertence ao intervalo supracitado e que o coeficiente de reflexão diminui com o seu aumento, ou seja, quanto menor o período de onda menor será o comprimento da mesma, logo maior o comprimento relativo da câmara dissipadora. Deste modo, pode-se concluir que o comprimento da câmara dissipadora e o período de onda são os factores determinantes para o dimensionamento de uma estrutura perfurada eficiente. O Quadro 5.5 apresenta os valores das variáveis ilustradas na Figura 5.22, para uma melhor compreensão dos resultados.

Quando comparados com os dados obtidos experimentalmente, os dados fornecidos pela fórmula do projecto PROVERBS apresentam valores subestimados do coeficiente de reflexão. Esta diferença entre os resultados teóricos e experimentais deve-se ao facto de a análise da reflexão ser uma análise muito sensível à geometria da estrutura e às condições de agitação. Por isso, como a fórmula foi desenvolvida com base nos resultados obtidos nos ensaios em modelo físico do Porto de Torres, Itália e do Porto de Dieppe, França, os valores desta expressão são apenas informativos.

A Figura 5.23 e a Figura 5.24 representam a relação entre os coeficientes de reflexão, que foram obtidos experimentalmente para as condições de agitação irregular e regular, respectivamente, considerando o nível máximo de água e entre os coeficientes de reflexão obtidos pela equação (4.1). Como se pode observar, nestas figuras, quer para ondas irregulares, quer para ondas regulares, para a situação de preia-mar a relação entre os coeficientes de reflexão obtidos e calculados apresenta uma boa aproximação.

A diferença entre os valores dos coeficientes de reflexão estimados e obtidos, bem como a pouca eficiência hidráulica da estrutura para a situação de baixa-mar deve-se ao facto de a estrutura não funcionar na sua total capacidade, isso é, a energia das ondas incidentes é dissipada só pela primeira câmara dissipadora.

Embora a tendência da variação dos coeficientes de reflexão obtidos experimentalmente e os calculados pela fórmula do PROVERBS não seja a mesma, pode-se observar no Quadro 5.6 que os

valores calculados para comprimentos de uma e duas câmaras dissipadoras são próximos dos valores obtidos. A principal variável na determinação do coeficiente de reflexão para a situação de baixa-mar é a altura de onda, enquanto para a preia-mar e na fórmula do PROVERBS a variação do coeficiente de reflexão é função do período de onda.

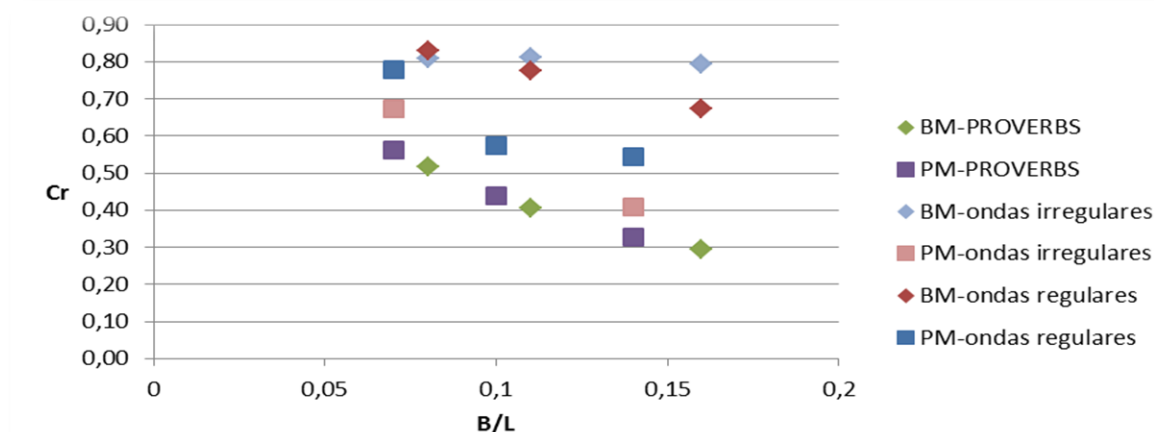


Figura 5.22 – Valor do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar – BM e preia-mar – PM) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras.

Quadro 5.5 – Valores do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar e preia-mar) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.

	T (s)	L (m)	B/L	C_r médio ondas irregulares	C_r médio ondas regulares	C_r PROVERBS
Baixa-mar	10	112	0,16	0,79	0,67	0,29
	14	166	0,11	0,81	0,78	0,40
	18	218	0,08	0,81	0,83	0,52
Preia-mar	10	121	0,14	0,41	0,55	0,33
	14	183	0,10	0,57	0,57	0,44
	18	242	0,07	0,67	0,78	0,56

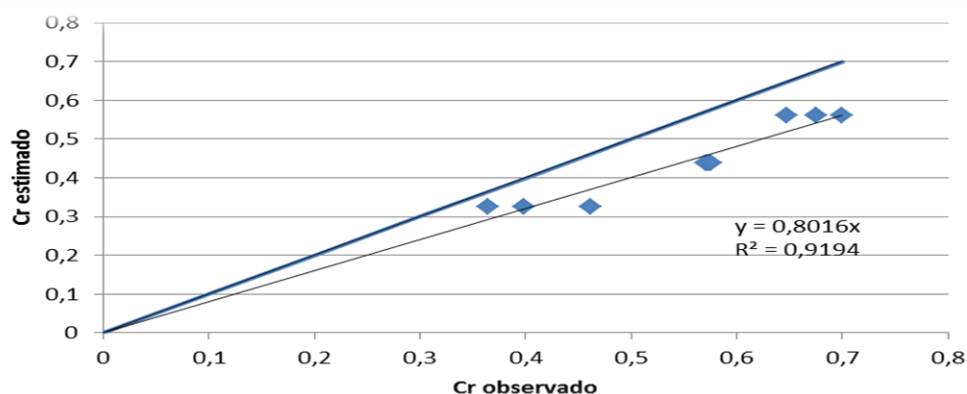


Figura 5.23 - Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas irregulares.

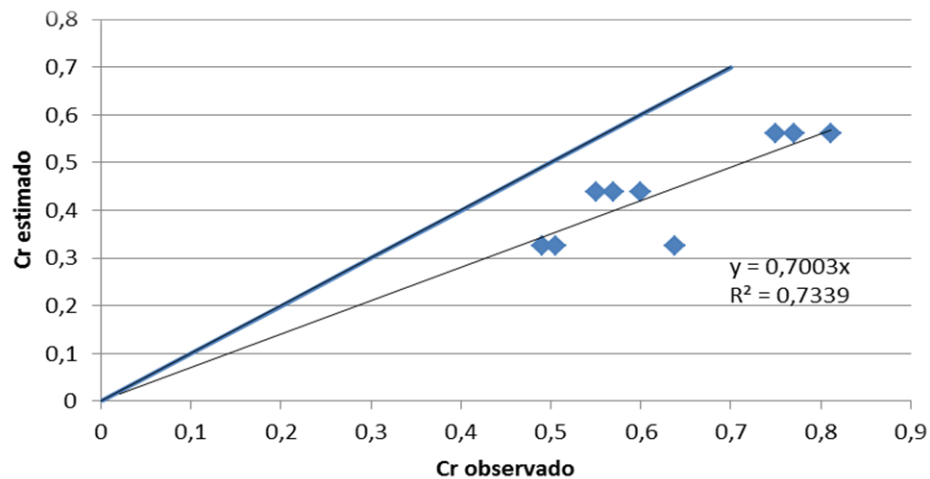


Figura 5.24 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas regulares.

Quadro 5.6 – Valores do coeficiente de reflexão médio para o nível de baixa-mar para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.

T (s)	L (m)	B/L (1câmara)	B/L (2câmaras)	C_r médio ondas irregulares	C_r médio ondas regulares	C_r PROVERBS (1câmara)	C_r PROVERBS (2câmaras)
10	112	0,05	0,11	0,79	0,67	0,64	0,42
14	166	0,04	0,07	0,81	0,78	0,74	0,55
18	218	0,03	0,05	0,81	0,83	0,8	0,64

5.4.2.2. Modelo 2

A Figura 5.25 representa a variação do coeficiente de reflexão para o nível de baixa-mar em função dos vários períodos e alturas de onda significativas testadas. Para esta situação de profundidade de água a estrutura apresenta um comportamento pouco eficiente do ponto de vista da reflexão, uma vez que o coeficiente de reflexão ultrapassa o limite superior do intervalo $[0,3;0,7]$ para o qual uma estrutura é considerada eficiente, como também a proximidade dos resultados apresentados em relação à estrutura vertical.

Para a situação de preia-mar a análise dos resultados foi realizada com base na Figura 5.26. O coeficiente de reflexão para o período de pico de 10 s apresenta um aumento à medida que a altura de onda significativa aumenta. No caso dos períodos de pico de 14 s e 18 s, o coeficiente de reflexão já não apresenta o mesmo padrão. Para alturas de onda significativa de 3 m e 4 m o coeficiente de reflexão mantém-se igual, apresentando um ligeiro decréscimo à medida que a altura de onda significativa se aproxima dos 5 m. Para períodos de onda menores, verifica-se uma dissipação de energia mais acentuada, ou seja, o coeficiente de reflexão aumenta com o aumento do período de pico de onda.

A Figura 5.27 e a Figura 5.28 apresentam a variação do coeficiente de reflexão em função dos vários períodos e alturas de onda testadas para agitação regular, para o nível de baixa-mar e preia-mar, respectivamente. As conclusões tiradas, em geral, sobre a eficiência da estrutura para baixa-mar são semelhantes às apresentadas anteriormente quando sujeita a ondas irregulares, ou seja, a estrutura tem pouca eficiência hidráulica para este nível de maré.

Na situação de preia-mar, enquanto para ondas irregulares a estrutura apresentava uma boa eficiência hidráulica para todos os períodos testados, para ondas regulares no caso das ondas com períodos de 18 s a sua eficiência à reflexão diminui bastante, sendo próxima da estrutura vertical. Para períodos de 14 s o coeficiente de reflexão mantém-se quase constante para todas as alturas de onda ensaiadas e com valores muito próximos dos valores obtidos para ondas irregulares. Para os outros dois períodos testados o menor coeficiente de reflexão corresponde à altura de onda intermédia.

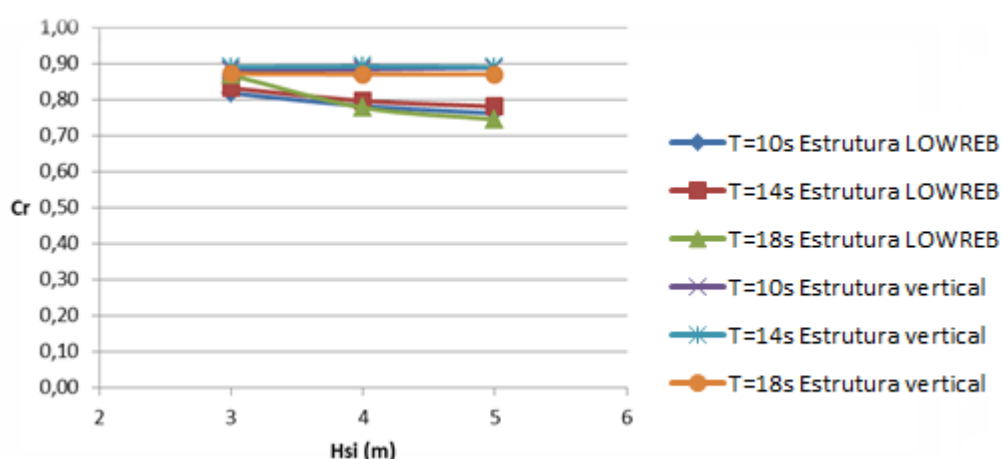


Figura 5.25 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível mínimo de água (ondas irregulares).

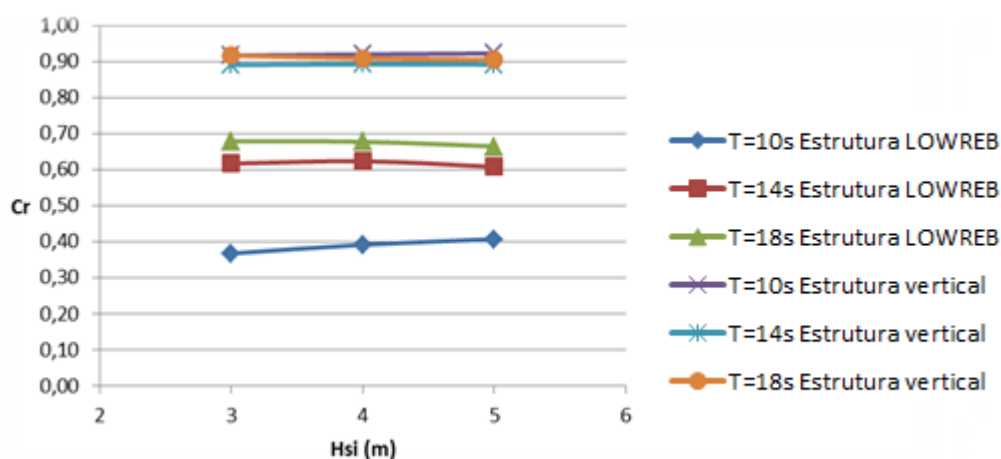


Figura 5.26 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível máximo de água (ondas irregulares).

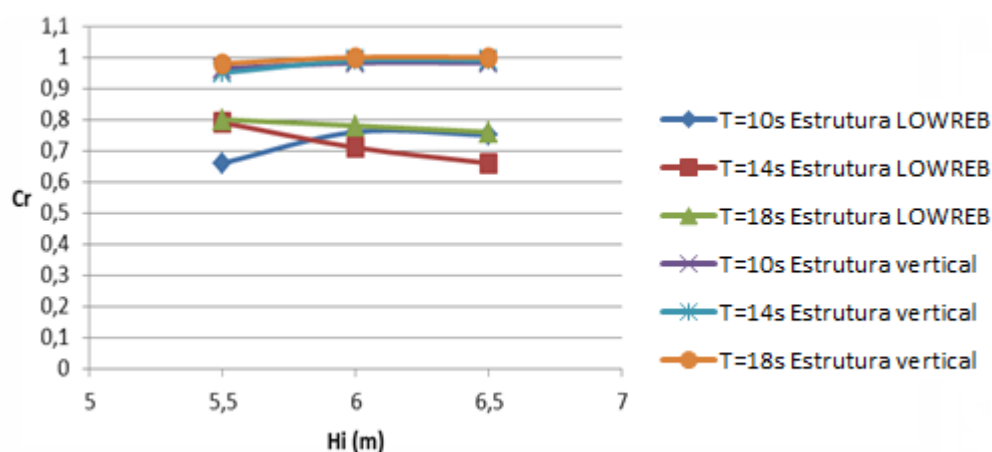


Figura 5.27 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível mínimo de água (ondas regulares).

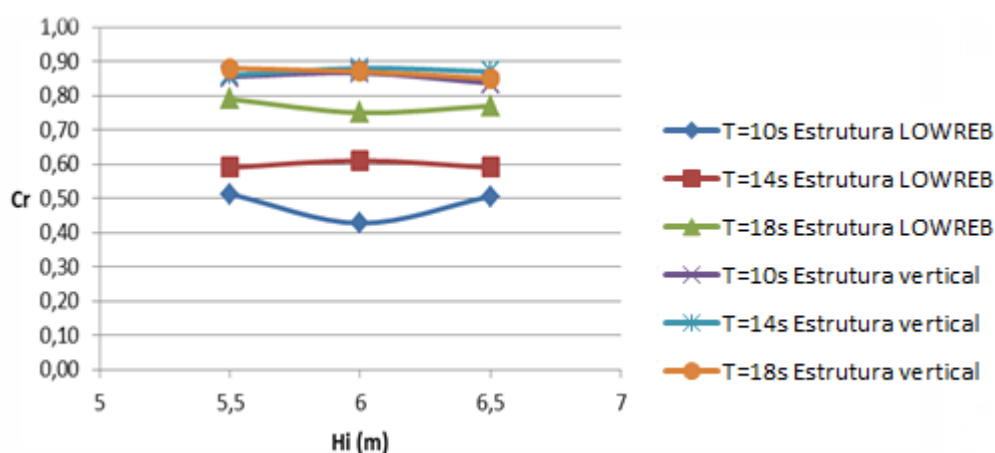


Figura 5.28 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível máximo de água (ondas regulares).

Pode-se observar pelas Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 que à medida que o nível de água aumenta, para o mesmo período, existe um aumento da eficiência hidráulica da estrutura e o coeficiente de reflexão diminui com o aumento da altura de água. O mesmo comportamento hidráulico verifica-se para os três períodos de onda testados. Estas figuras apresentam a variação dos valores do coeficiente de reflexão obtidos para o nível mínimo e nível máximo de água e para os períodos de onda de 10 s, 14 s e 18 s, para agitação irregular.

A Figura 5.32, a Figura 5.33 e a Figura 5.34 representam uma variação comparativa dos valores do coeficiente de reflexão obtidos para agitação regular para o nível mínimo e nível máximo de água e para os períodos de onda de 10 s, 14 s e 18 s, respectivamente.

Através de uma análise das respectivas figuras pode-se concluir que quanto maior for a profundidade da água, maior a eficiência hidráulica, excepto para ondas de período de 18 s em que os coeficientes de reflexão apresentam valores próximos para os dois níveis de maré, baixa-mar e preia-mar.

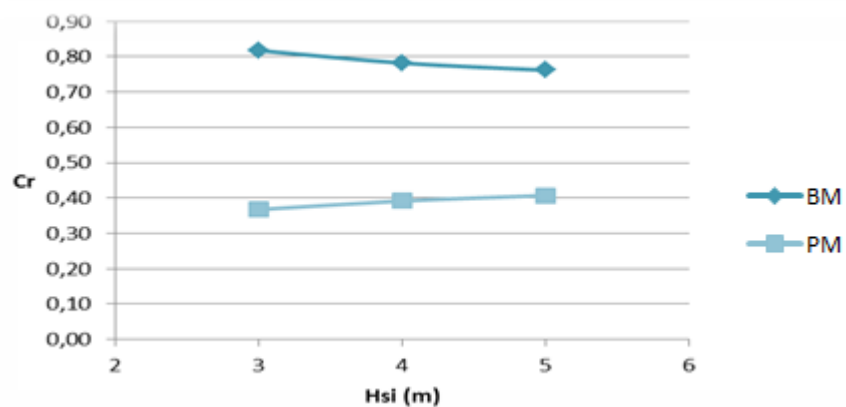


Figura 5.29 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

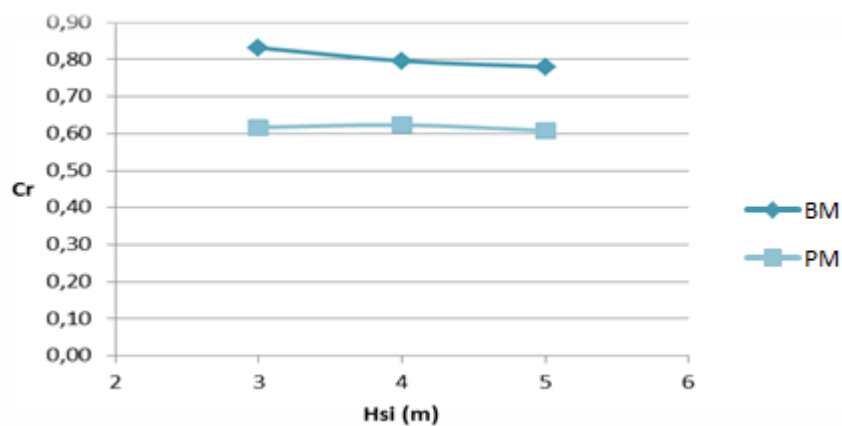


Figura 5.30 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

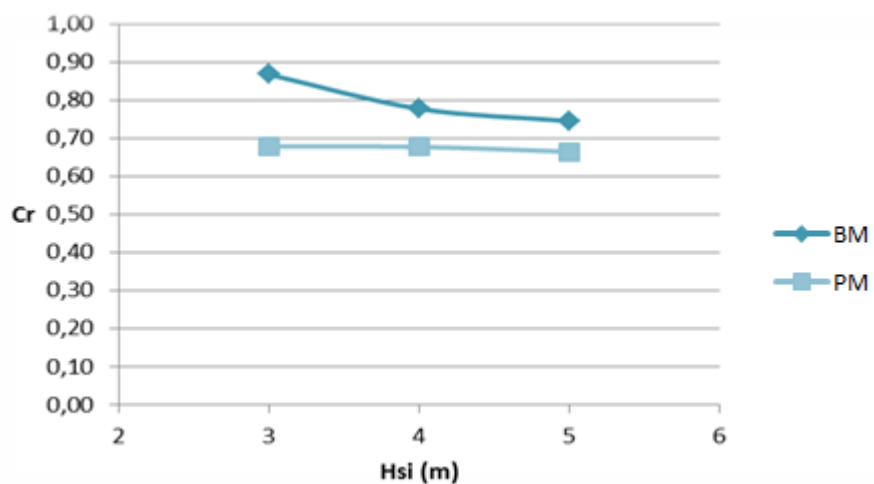


Figura 5.31 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

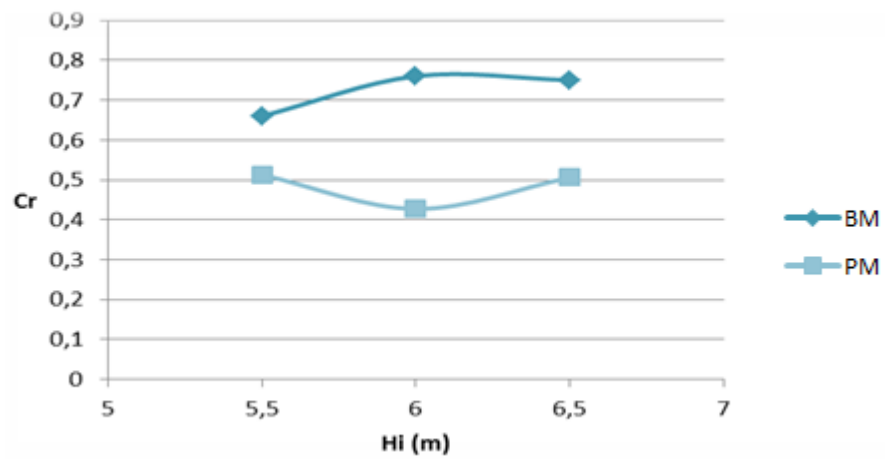


Figura 5.32 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

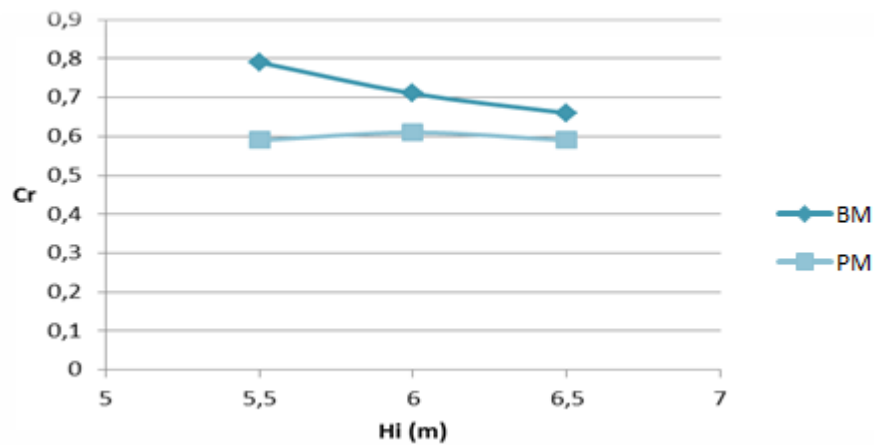


Figura 5.33 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

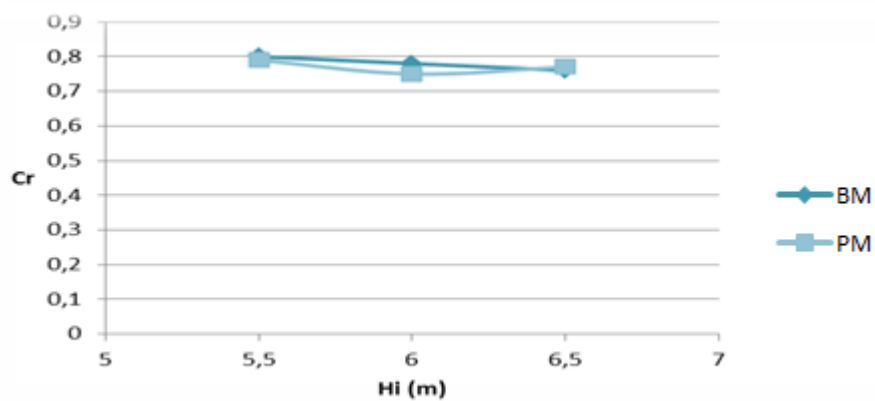


Figura 5.34 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

A Figura 5.35 representa a variação do coeficiente de reflexão em função do comprimento relativo da câmara dissipadora (B/L), bem como os valores determinados experimentalmente e calculados pela fórmula do PROVERBS. Nos dois casos pode observar-se um bom ajuste entre os dados para a situação de preia-mar. Para a baixa-mar, os valores dos coeficientes de reflexão calculados pela equação (4.1) apresentam valores muito inferiores aos obtidos experimentalmente. Vários estudos apontam que para uma estrutura ser eficiente à reflexão, o comprimento relativo da câmara dissipadora deve variar entre 0,10 e 0,25. Como já foi referido anteriormente, para a situação de baixa-mar a estrutura tem um comportamento próximo de uma estrutura vertical em que só a primeira câmara funciona como dissipadora de energia incidente. Este comportamento deve-se aos degraus acentuados entre as câmaras e ao facto de o nível de água estar situado a uma distância considerável da crista do descarregador. Por isso, quanto maior for a altura de onda incidente para conseguir passar ao longo das três câmaras dissipadora melhor a eficiência hidráulica.

Como pode ser observado na Figura 5.35 o coeficiente de reflexão diminui à medida que o comprimento relativo da câmara dissipadora aumenta, excepto para a situação de baixa-mar em que os valores do coeficiente de reflexão se mantêm constantes (ondas irregulares) ou sofrem uma diminuição para comprimentos relativos entre 0,08 e 0,11 (ondas regulares). Pode-se concluir que para o nível máximo de água a eficiência hidráulica diminui com o aumento do período de onda, ou seja o coeficiente de reflexão aumenta. Para o nível mínimo, o período de onda não parece ter influência na variação do coeficiente de reflexão.

O Quadro 5.7 apresenta informação complementar à Figura 5.35.

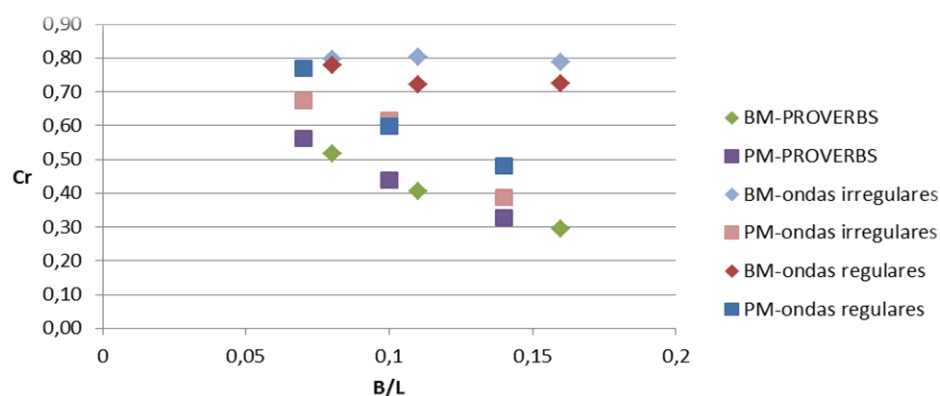


Figura 5.35 – Valor do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar – BM e preia-mar – PM) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras.

Quadro 5.7 – Valores do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar, e preia-mar) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.

	T (s)	L (m)	B/L	C_r médio ondas irregulares	C_r médio ondas regulares	C_r PROVERBS
Baixa-mar	10	112	0,16	0,79	0,72	0,29
	14	166	0,11	0,80	0,72	0,40
	18	218	0,08	0,80	0,78	0,52
Preia-mar	10	121	0,14	0,39	0,48	0,33
	14	183	0,10	0,62	0,60	0,44
	18	242	0,07	0,67	0,77	0,56

A Figura 5.36 e a Figura 5.37 representam uma comparação entre os coeficientes de reflexão medidos no modelo e os valores correspondentes calculados pela fórmula do projeto PROVERBS, para o nível máximo de água testado, para ondas irregulares e ondas regulares, respectivamente. Foi realizada esta comparação só para o nível máximo, visto que para este nível o coeficiente de reflexão apresenta o mesmo padrão e valores próximos do coeficiente de reflexão calculado pela equação (4.1). Como já foi referido anteriormente, para a situação de baixa-mar há uma grande diferença entre os valores obtidos experimentalmente e os calculados pela equação (4.1).

A diferença entre as alturas das câmaras e a presença da crista do descarregador bastante elevada constituem a razão pelo qual a estrutura é pouco eficiente para o nível mínimo de água, ou seja, para as condições testadas a energia das ondas incidentes é dissipada só pela primeira câmara dissipadora. Para alturas de onda mais elevadas ocorre dissipação também na segunda câmara.

Deste modo, são apresentados no Quadro 5.8 os valores do coeficiente de reflexão obtidos e os correspondentes valores calculados pela fórmula do projeto PROVERBS para uma e duas câmaras de dissipação.

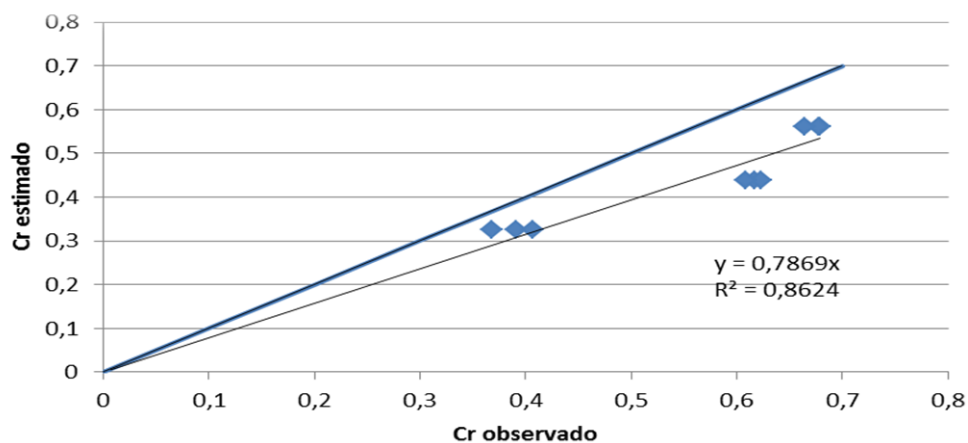


Figura 5.36 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas irregulares.

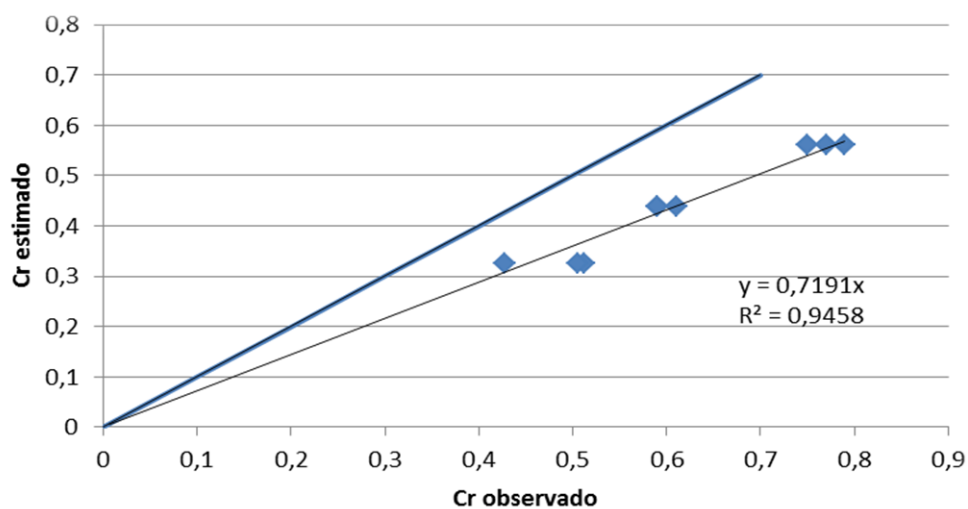


Figura 5.37 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas regulares.

Quadro 5.8 – Valores do coeficiente de reflexão médio para o nível de baixa-mar para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.

T (s)	L (m)	B/L (1câmara)	B/L (2câmaras)	C_r médio ondas irregulares	C_r médio ondas regulares	C_r PROVERBS (1câmara)	C_r PROVERBS (2câmaras)
10	112	0,05	0,11	0,79	0,72	0,64	0,42
14	166	0,04	0,07	0,80	0,72	0,74	0,55
18	218	0,03	0,05	0,80	0,78	0,8	0,64

5.4.2.3. Modelo 3

A variação dos coeficientes de reflexão para os dois níveis de água testados (baixa-mar e preia-mar) tendo em conta os períodos de onda e as alturas de onda, bem como a variação dos coeficientes de reflexão para as mesmas condições de agitação para uma estrutura vertical, está representada nas Figuras 5.38 e 5.39 para agitação irregular e nas Figuras 5.40 e 5.41 para agitação regular.

Em situação de baixa-mar, Figura 5.38, observa-se uma ligeira diminuição do coeficiente de reflexão com o aumento da altura de onda. Pode-se observar que o comportamento da estrutura, para baixa-mar, mostra pouca eficiência hidráulica, para todos os períodos e alturas de onda testadas, possuindo um comportamento muito semelhante ao das estruturas verticais.

A estrutura quando sujeita a ondas regulares, em situação de baixa-mar, Figura 5.40, apresenta uma baixa eficiência à reflexão, tal como para a situação de agitação irregular exposta anteriormente.

Através da Figura 5.39, observa-se uma tendência de aumento do coeficiente de reflexão com o aumento do período de onda de pico. O coeficiente de reflexão tende a aumentar à medida que a altura de onda significativa aumenta, para os períodos de onda de 10s e 14s. Em contrapartida, para o período de pico de 18s, o coeficiente de reflexão diminui com o aumento da altura de onda significativa incidente.

Para o caso de ondas regulares a variação do coeficiente de reflexão não apresenta a mesma tendência que para as ondas irregulares. Por exemplo, para períodos de onda de 10 s e 14 s o coeficiente de reflexão tem valores muito semelhantes. Para períodos de 18 s o coeficiente de reflexão aumenta comparativamente com os outros períodos ensaiados e a sua variação sofre um grande decréscimo com o aumento da altura de onda.

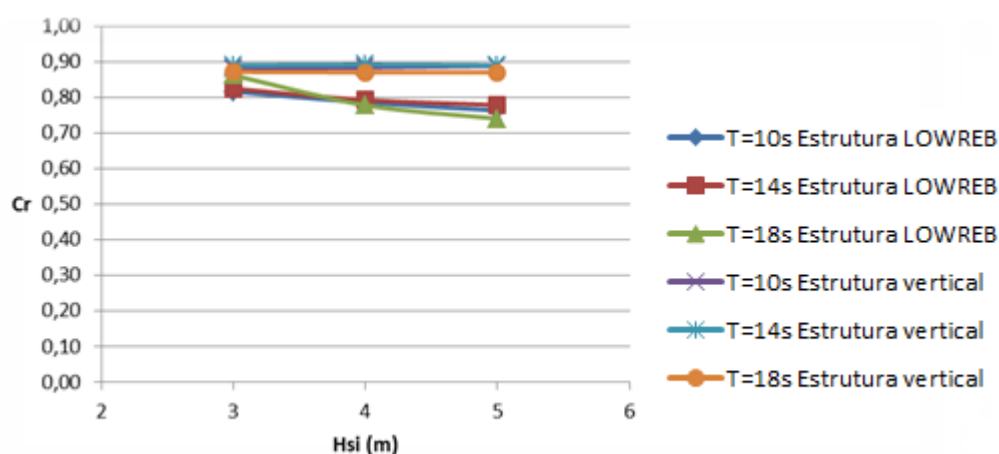


Figura 5.38 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível mínimo de água (ondas irregulares).

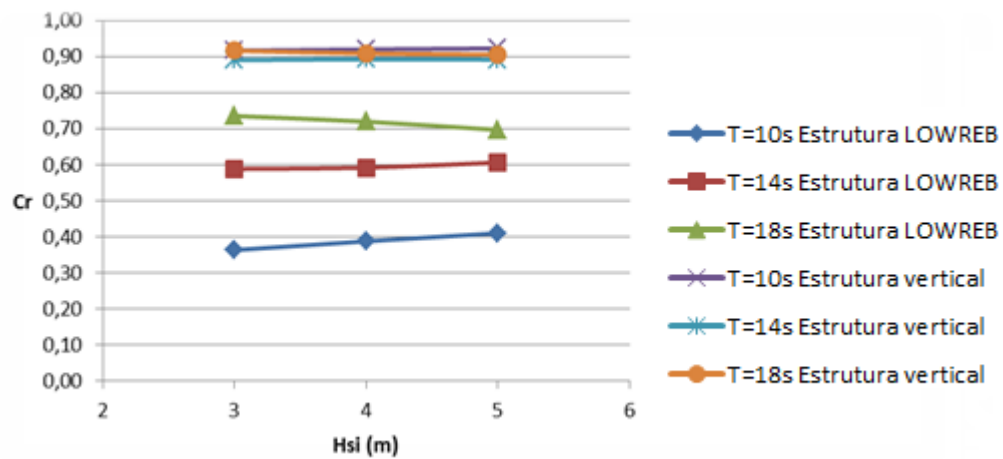


Figura 5.39 - Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda de pico (T_p), para o nível máximo de água (ondas irregulares).

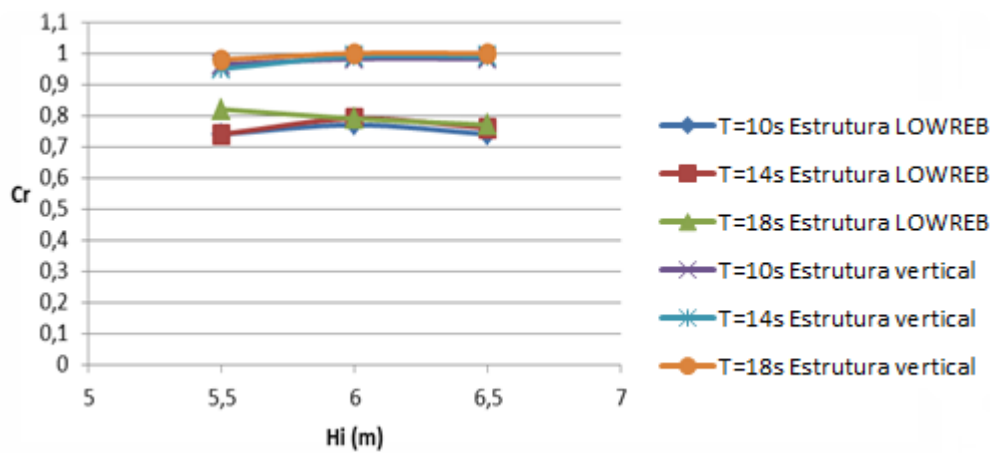


Figura 5.40 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível mínimo de água (ondas regulares).

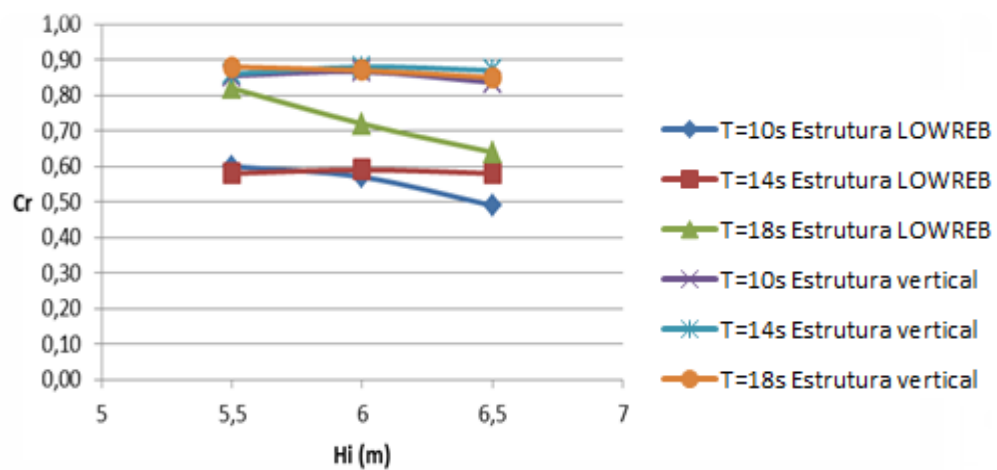


Figura 5.41 – Coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda (T), para o nível máximo de água (ondas regulares).

Comparando a variação dos coeficientes de reflexão entre os dois níveis de água, para os mesmos períodos e alturas de onda significativas, Figura 5.42, Figura 5.43 e Figura 5.44, pode-se concluir que o coeficiente de reflexão diminui com o aumento do nível de água.

A mesma conclusão pode ser tirada com base nas Figuras 5.45, 5.46 e 5.47 para ondas regulares.

A diferença dos valores do coeficiente de reflexão entre os dois níveis de água diminui com o aumento do período de onda, para as duas situações de agitação marítima ensaiadas, irregular e regular.

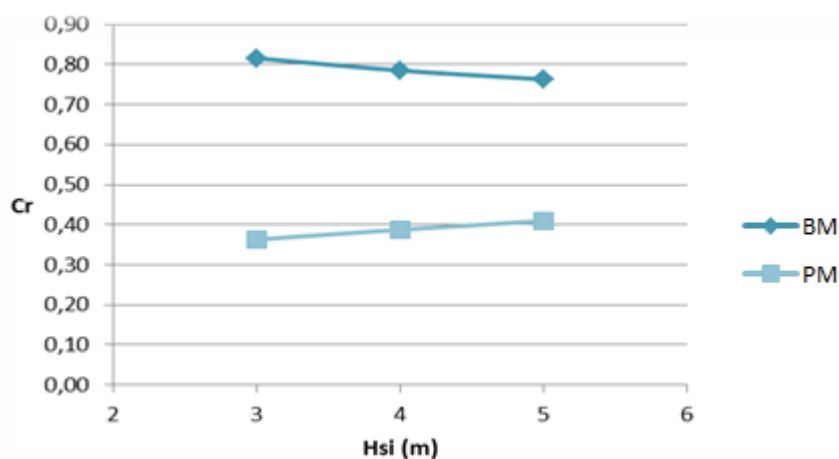


Figura 5.42 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

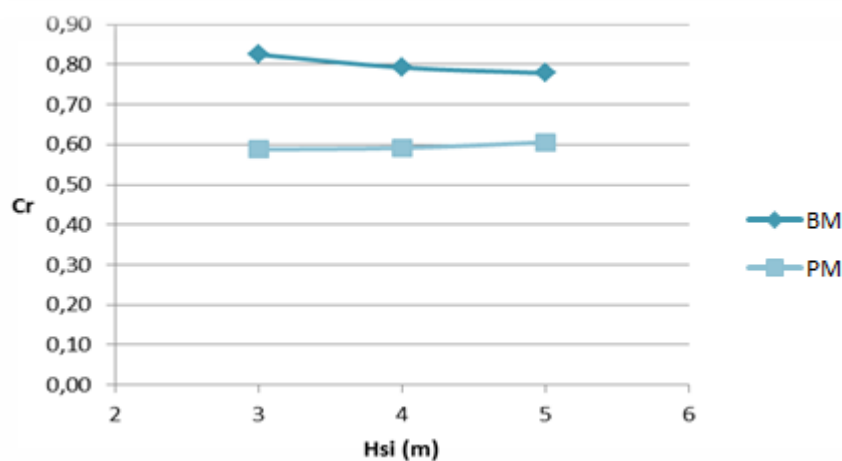


Figura 5.43 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

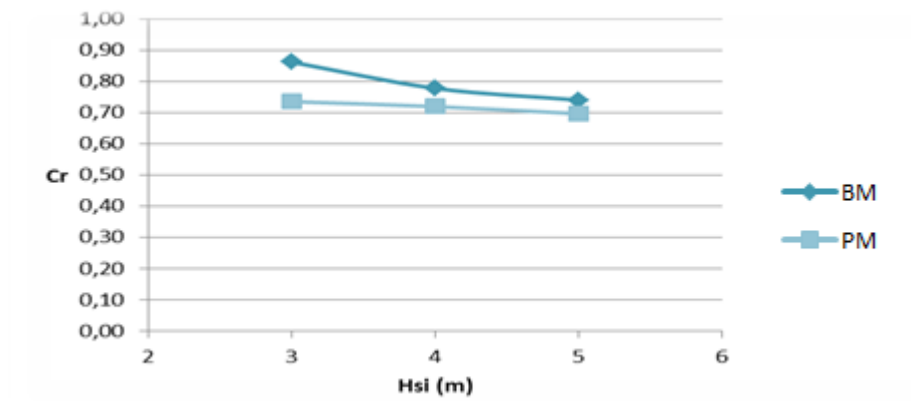


Figura 5.44 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas irregulares).

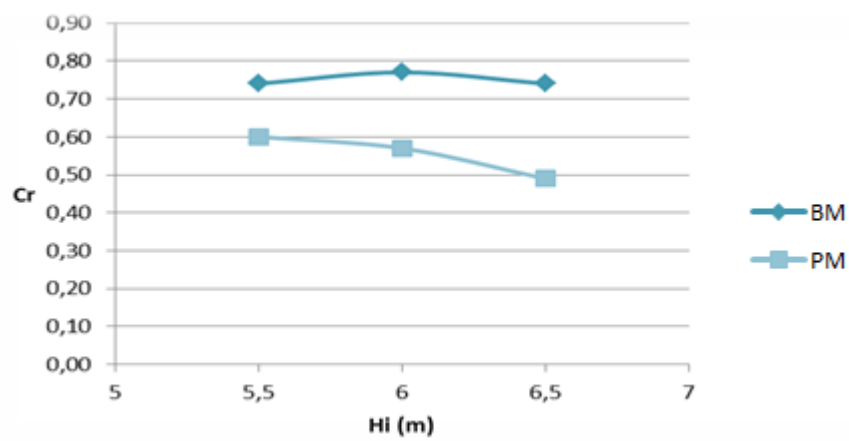


Figura 5.45 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de pico de 10 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

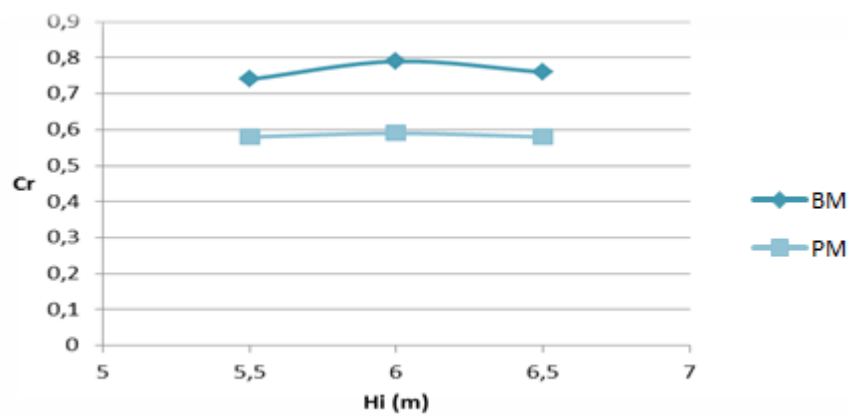


Figura 5.46 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 14 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

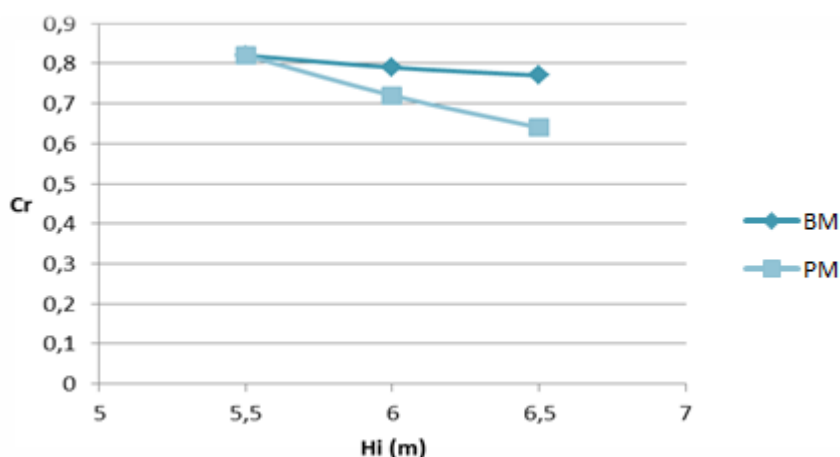


Figura 5.47 - Coeficiente de reflexão para a estrutura LOWREB para um período de onda de 18 s, para os dois níveis de maré considerados (ondas regulares).

Na seguinte figura estão apresentados os valores dos coeficientes de reflexão obtidos experimentalmente para ondas irregulares e regulares e os valores dos coeficientes de reflexão calculados pela equação (4.1), bem como a sua variação em função do comprimento relativo (B/L) da câmara de dissipação. Deste modo, a análise conjunta de todos os valores no mesmo gráfico facilita a comparação entre os resultados teóricos e os experimentais e a aplicação da fórmula do projeto PROVERBS para o presente estudo. Analisando a Figura 5.48, pode-se concluir que a equação (4.1) não é válida para a situação de baixa-mar tanto para as ondas irregulares, como para as ondas regulares, apresentando valores muito inferiores aos obtidos experimentalmente. Para a preia-mar, esta equação apresenta um bom ajuste entre os valores calculados e os obtidos.

A mesma informação sobre os valores dos coeficientes de reflexão apresentada pela figura seguinte encontra-se no Quadro 5.9.

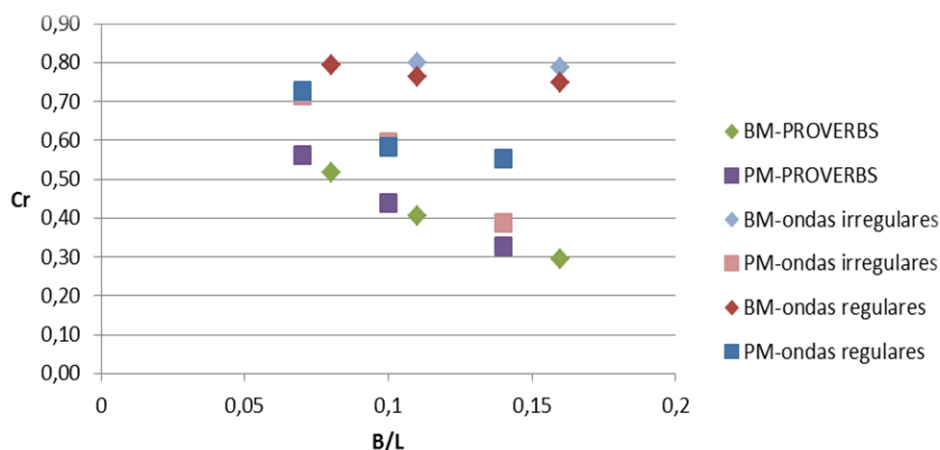


Figura 5.48 – Valor do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar – BM e preia-mar – PM) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras.

Quadro 5.9 – Valores do coeficiente de reflexão médio para os vários níveis de água ensaiados (baixa-mar e preia-mar) para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.

	T (s)	L (m)	B/L	C_r médio ondas irregulares	C_r médio ondas regulares	C_r PROVERBS
Baixa-mar	10	112	0,16	0,79	0,75	0,29
	14	166	0,11	0,80	0,76	0,40
	18	218	0,08	0,79	0,79	0,52
Preia-mar	10	121	0,14	0,39	0,55	0,33
	14	183	0,10	0,60	0,58	0,44
	18	242	0,07	0,72	0,73	0,56

Devido à aproximação razoável entre os dados calculados e obtidos para preia-mar, apresentada na Figura 5.48, decidiu-se determinar a relação entre os valores médios dos coeficientes de reflexão obtidos experimentalmente e os coeficientes de reflexão obtidos através da equação (4.1), para o nível máximo de água e para a agitação marítima irregular, Figura 5.49, e para a agitação marítima regular, Figura 5.50.

Os valores elevados dos coeficientes de reflexão e a diferença entre os valores estimados e obtidos para o coeficiente de reflexão, para a baixa-mar, deve-se à diferença de alturas das câmaras de dissipação. Para as ondas ensaiadas, a dissipação de energia incidente realizou-se só na primeira câmara de dissipação, ou seja, as ondas não conseguiram alcançar os outros níveis das câmaras, apresentando deste modo uma baixa eficiência à reflexão.

O Quadro 5.10 apresenta os valores dos coeficientes de reflexão calculados pela fórmula do projeto PROVERBS correspondentes aos comprimentos relativos de uma e duas câmaras de dissipação, bem como os valores obtidos experimentalmente para os coeficientes de reflexão. Estes valores têm carácter informativo, visto que a fórmula não apresenta confiança para a situação de baixa-mar.

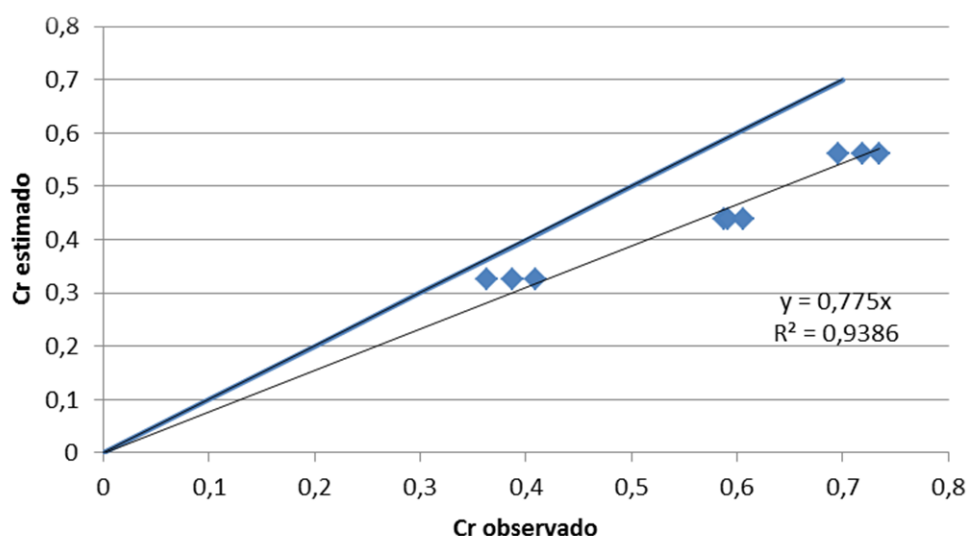


Figura 5.49 – Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas irregulares.

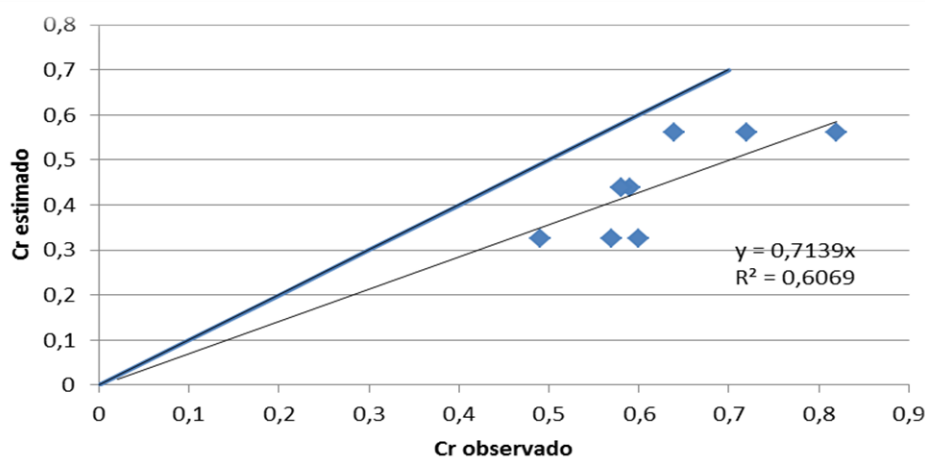


Figura 5.50 - Valores estimados e observados do coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, ondas regulares.

Quadro 5.10 – Valores do coeficiente de reflexão médio para o nível de baixa-mar para os diferentes comprimentos relativos das câmaras e para os vários períodos de onda testados.

T_p (s)	L (m)	B/L (1câmara)	B/L (2câmaras)	C_r médio ondas irregulares	C_r médio ondas regulares	C_r PROVERBS (1câmara)	C_r PROVERBS (2câmaras)
10	112	0,05	0,11	0,79	0,75	0,64	0,42
14	166	0,04	0,07	0,8	0,76	0,74	0,55
18	218	0,03	0,05	0,79	0,79	0,8	0,64

5.4.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Neste ponto serão analisadas as diferenças registadas na evolução do coeficiente de reflexão para as mesmas condições de agitação a actuarem sob configurações estruturais diferentes.

Depois de ser feita uma análise comparativa das Figuras 5.51, 5.52 e 5.53 foram tiradas as seguintes conclusões sobre a variação do coeficiente de reflexão nos três modelos ensaiados para condições de agitação marítima irregular:

- Todos os modelos apresentam valores próximos para os coeficientes de reflexão, que aumenta à medida que a altura de onda significativa aumenta, para $T_p = 10$ s, excepto o modelo 1, que apresenta um súbito aumento dos mesmos para alturas de onda superiores a 4 m.
- Para $T = 14$ s, o coeficiente de reflexão apresenta-se quase constante para as três alturas de onda significativas testadas, e valores próximos entre os modelos. Apesar dos valores muito próximos para os coeficientes de reflexão, pode-se concluir que o modelo 1 apresenta a melhor eficiência hidráulica, ao contrário do modelo 2, que apresenta os valores dos coeficientes de reflexão mais elevados.
- À medida que o período de onda de pico aumenta, o coeficiente de reflexão para o nível máximo de água, também aumenta, deste modo a diferença entre estes valores diminui entre os dois níveis

de água. Para $T_p=18$ s os coeficientes de reflexão apresentam valores próximos para as situações de baixa-mar e preia-mar.

- Todos os modelos apresentam uma diminuição do coeficiente de reflexão com o aumento da altura de onda significativa, para períodos de onda de pico de 18 s. Para alturas de onda significativas superiores, neste caso $H_s = 5$ m, o modelo 1 mostrou uma melhor eficiência hidráulica quando comparado com os outros dois. Em contrapartida, para alturas de onda inferiores, $H_s = 3$ m, o modelo 2 é o que apresenta uma melhor eficiência à reflexão. Para todas as alturas de onda testadas, o coeficiente de reflexão para o modelo 3 mostra valores superiores.

Todas as conclusões supracitadas referem-se ao nível de preia-mar.

- Para a situação de baixa-mar, o coeficiente de reflexão diminui com o aumento da altura de onda significativa, para o mesmo período de onda de pico, para os três modelos. Em termos da variação do coeficiente de reflexão para os vários períodos de onda, não foi realizada nenhuma comparação entre modelos, visto que os valores apresentados são muito próximos e não apresentam uma tendência clara.

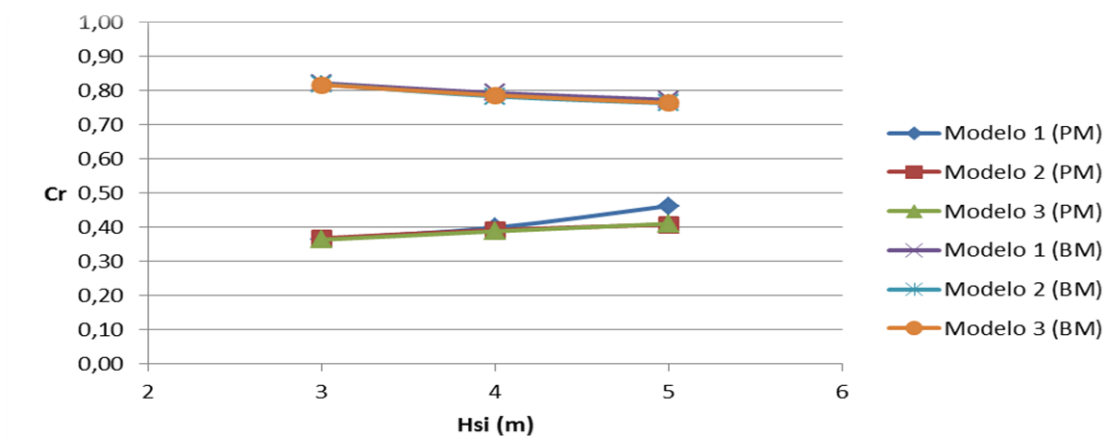


Figura 5.51 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 10 s, para os três modelos considerados (ondas irregulares).

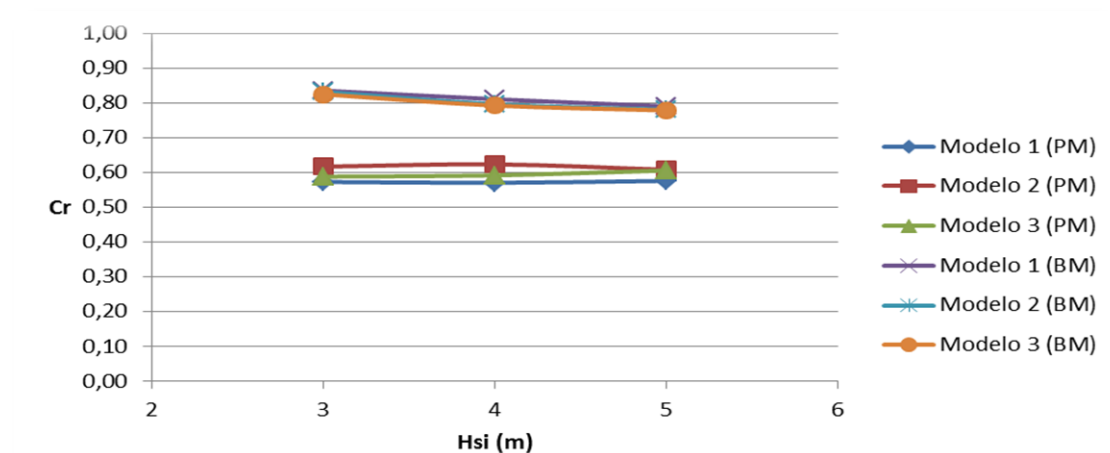


Figura 5.52 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 14 s, para os três modelos considerados (ondas irregulares).

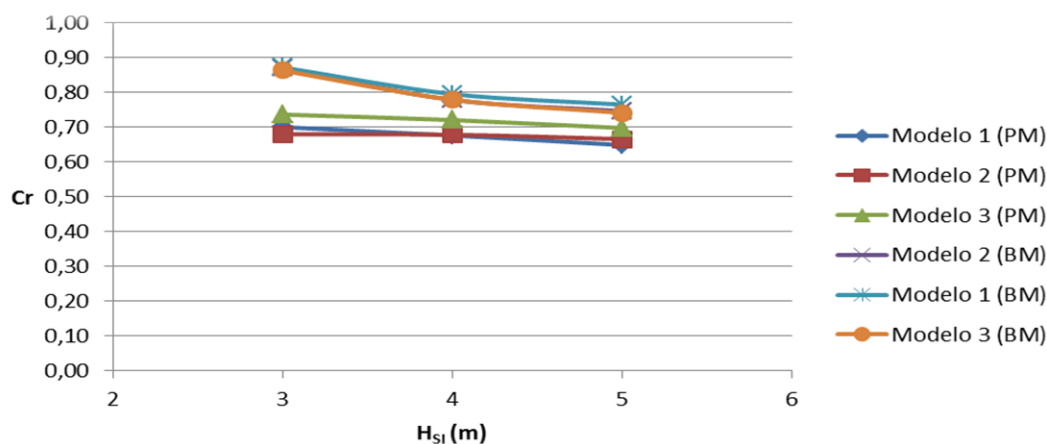


Figura 5.53 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 18 s, para os três modelos considerados (ondas irregulares).

As Figuras 5.54, 5.55 e 5.56 apresentam a variação comparativa dos coeficientes de reflexão entre os três modelos ensaiados em condições de agitação regular.

Para períodos de onda de 10 s, os modelos 1 e 2 apresentam uma variação crescente do coeficiente de reflexão à medida que a altura de onda aumenta, ao contrário do modelo 3 para qual o coeficiente de reflexão diminui com o aumento da altura de onda, para situação de preia-mar. Para baixa-mar, o modelo 1 apresenta o melhor comportamento à reflexão, a sua eficiência aumentando com o aumento da altura de onda.

Para $T=14$ s e para o nível máximo de água, todos os modelos apresentam a mesma variação e valores muito próximos para o coeficiente de reflexão. No caso de baixa-mar, para ondas pequenas, o modelo 3 apresenta a melhor eficiência hidráulica mas à medida que a altura de onda aumenta, também aumenta a eficiência hidráulica dos outros dois modelos, tornando-se assim mais eficientes que o primeiro.

Tal como para ondas irregulares, o coeficiente de reflexão aumenta com o aumento do período de onda, por isso, para ondas de período de 18 s os três modelos apresentam valores elevados para o coeficiente de reflexão, tanto para preia-mar como para baixa-mar. O modelo 3 apresenta uma melhoria na eficiência hidráulica com o aumento da altura de onda.

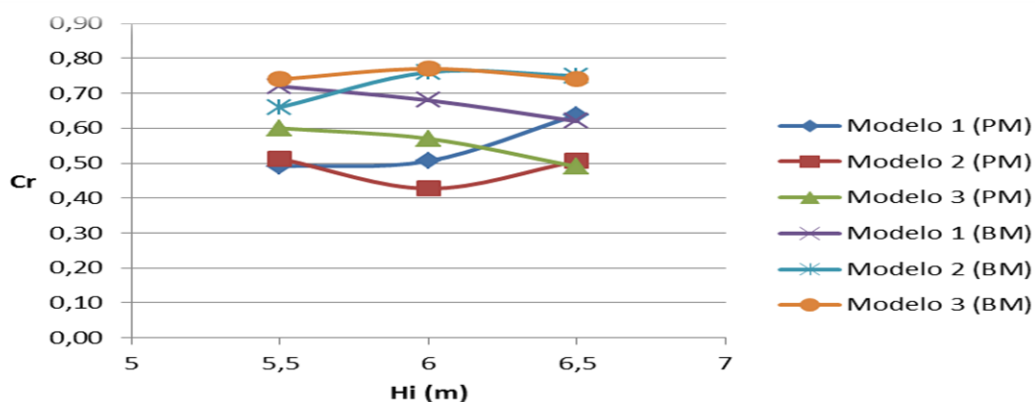


Figura 5.54 - Coeficiente de reflexão para um período de onda de 10 s, para os três modelos considerados (ondas regulares).

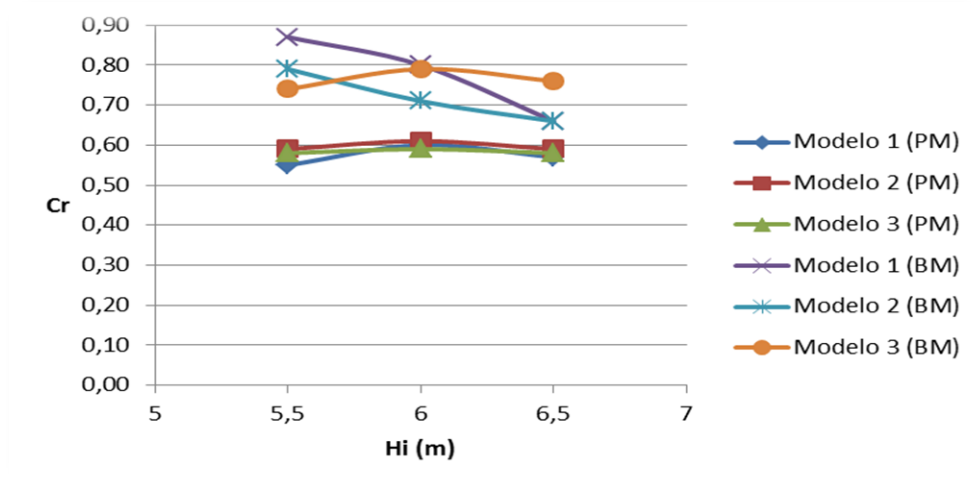


Figura 5.55 - Coeficiente de reflexão para um período de pico de 14 s, para os três modelos considerados (ondas regulares).

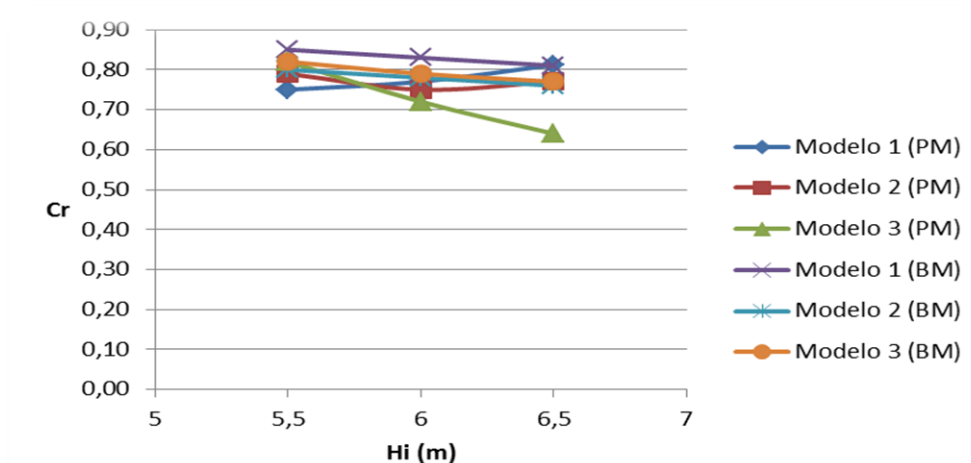


Figura 5.56 - Coeficiente de reflexão para um período de onda de 18 s, para os três modelos considerados (ondas regulares).

Para períodos menores a maior parte da energia está concentrada na parte superior da coluna de água e por isso é mais facilmente dissipada. À medida que o período aumenta o coeficiente de reflexão também aumenta, excepto para a situação de baixa-mar, em que os coeficientes de reflexão são muito próximos e não apresentam uma tendência clara.

O nível máximo de água conduz a uma melhor eficiência hidráulica para todas as condições de agitação testadas e para todos os modelos.

A pouca eficiência hidráulica da estrutura para a situação de baixa-mar deve-se ao facto de a onda não conseguir passar ao longo das três câmaras de dissipação. Para alturas de onda pequenas, a estrutura tem um comportamento próximo de uma estrutura vertical. Devido à altura das câmaras dissipadoras e a sua disposição crescente no sentido barlar-mar-sotamar, a altura da onda torna-se um fator importante na dissipação de energia. Assim, quanto maior for a altura de onda maior a eficiência hidráulica, pois

se a altura de onda não for suficiente para alcançar os três degraus das câmaras, a energia dissipada será menor.

Segundo Oumeraci *et al.* (2001) a eficiência hidráulica à reflexão é proporcional ao comprimento relativo da câmara dissipadora, ou seja, neste caso em concreto à medida que a altura de onda aumenta, o comprimento da câmara (número das câmaras) também aumenta.

Para as condições de agitação testadas para o nível de baixa-mar, a dissipação de energia realiza-se só nas primeiras duas câmaras, sendo a primeira a mais frequente. Observam-se passagens de água isoladas para a terceira câmara, mas que não tem muita influência na dissipação de energia global. Para que uma estrutura seja eficiente do ponto de vista hidráulico o comprimento relativo das câmaras deve variar entre 0,10 e 0,25, Oumeraci *et al.* (2001). O comprimento relativo, considerando o comprimento das duas câmaras dissipadoras, varia entre 0,05 e 0,11. O comprimento relativo para uma câmara dissipadora varia entre 0,03 e 0,05. Estes são outros factores determinantes para a baixa eficiência hidráulica da estrutura para o nível mínimo de água.

A Figura 5.57 apresenta duas imagens adquiridas durante os ensaios, para situação de baixa-mar e preia-mar, respectivamente.

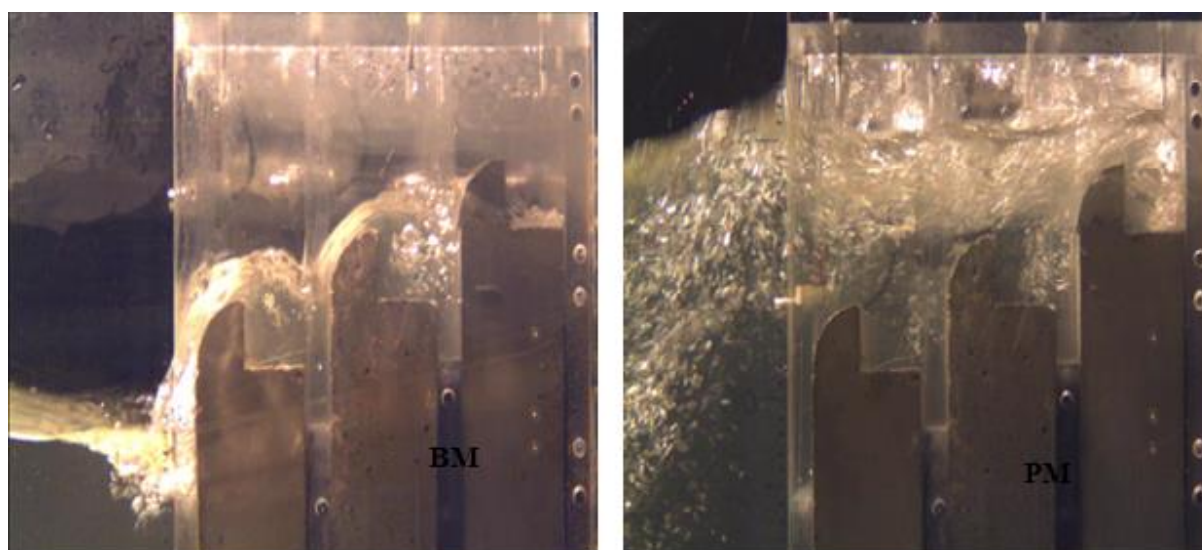


Figura 5.57 – Imagens adquiridas durante os ensaios

Os valores apresentados pelos modelos 2 e 3 não foram os esperados, ou seja, aumentou-se a porosidade da estrutura com o objectivo de melhorar a eficiência hidráulica. Esta melhoria não se verificou. Os três modelos têm um comportamento à reflexão semelhante. O modelo inicial (modelo 1) apresenta uma porosidade para a parede frontal de 24% e para o modelo 2 e 3 a porosidade da parede frontal foi aumentada para aproximadamente 29%.

Oumeraci *et al.* (2001), referem que para que as estruturas perfuradas sejam eficientes do ponto de vista hidráulico a porosidade das mesmas deve estar compreendida entre 15% e 40%.

Os três modelos apresentam porosidades dentro do intervalo apresentado pelo Oumeraci, mas como se trata de uma estrutura parcialmente perfurada, todas as perfurações estão concentradas na parte superior da parede, por isso a percentagem da porosidade devia se referir a esta área e não a área total

da parede vertical. As ranhuras dos modelos 2 e 3 representam o dobro das ranhuras do modelo 1, mas considerando a porosidade como sendo a razão entre a área perfurada e a área total, a percentagem aumenta só 5%, levando assim a uma ideia errada sobre a porosidade da estrutura.

Este pode ser o motivo pelo qual não se registrou nenhuma melhoria visível da eficiência hidráulica para os modelos 2 e 3.

No Anexo B são apresentadas algumas imagens adquiridas durante os ensaios, para as várias condições de agitação marítima testadas.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Existem vários estudos sobre estruturas perfuradas, nomeadamente modelos empíricos e teóricos, mas devido ao seu comportamento hidrodinâmico à reflexão, que é bastante complexo, o seu conhecimento é ainda limitado. Por isso, seria necessário o conhecimento das relações entre as diversas variáveis intervenientes na capacidade de absorção da energia incidente para que seja possível projectar este tipo de estrutura de modo a satisfazer todos os requisitos de cada caso prático.

O presente estudo pretendeu analisar o comportamento à reflexão da estrutura LOWREB, com o objectivo de avaliar a eficiência da estrutura à reflexão através ensaios laboratoriais em modelo físico.

Com os resultados alcançados e já extensamente analisados no capítulo 5, foi possível concluir que a estrutura é eficiente à reflexão mesmo para condições de agitação severas. Na parte experimental da presente dissertação foram testadas três configurações da estrutura LOWREB com o intuito de avaliar a importância da porosidade das paredes na reflexão da estrutura. Cada modelo foi testado para dois níveis de maré e várias condições de agitação marítima. Como é óbvio, os resultados obtidos e a sua variação diferem de caso para caso, por isso, uma análise mais detalhada foi realizada no capítulo 5, para cada configuração de estrutura em função de cada período de onda, altura de onda e estados de agitação testados. No presente capítulo serão apresentadas as principais conclusões do estudo, de uma maneira geral, válidas para todos os modelos testados e estados de agitação marítima.

Para cada nível de maré ensaiado, a estrutura apresenta um comportamento hidráulico à reflexão diferente, com as seguintes características:

- Uma melhoria da eficiência hidráulica à medida que o nível de água aumenta, para qualquer período de onda, altura de onda, agitação regular ou irregular.
- Para o nível de baixa-mar, os modelos apresentam uma diminuição do coeficiente de reflexão com o aumento da altura de onda, sendo o fator determinante na eficiência hidráulica da estrutura para esta situação. Enquanto, para o nível de preia-mar, o fator determinante é o período de onda. A eficiência da estrutura para este nível de maré diminui com o aumento do período de onda.
- Para as condições testadas a estrutura mostrou-se muito eficaz para a situação de preia-mar, enquanto para baixa-mar a sua eficiência reduziu-se bastante e para alguns casos pode apresentar valores do coeficiente de reflexão próximos dos obtidos para uma estrutura vertical impermeável.

6.2.DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o objectivo de complementar e desenvolver os resultados obtidos no presente estudo, são apresentadas algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros. Estas sugestões estão associadas às limitações do estudo apresentado, bem como outras que poderão alargar o âmbito deste estudo.

Devido essencialmente às restrições de tempo e de desenvolvimento desta dissertação, algumas coisas ficaram por fazer. Por isso, serão apresentadas algumas ideias a analisar futuramente, de modo a dar continuidade e complementar o estudo aqui iniciado.

Os estudos realizados em estruturas verticais perfuradas apresentam para além do seu comportamento eficaz à reflexão, uma redução das forças de impacto sobre a estrutura. Por isso, tentou-se realizar também um estudo de medição das pressões e a análise da influência da porosidade e das câmaras dissipadoras sobre as mesmas. Inicialmente, pretendia-se realizar uma comparação dos diagramas de pressão obtidos experimentalmente com os calculados pelos vários métodos apresentados no capítulo 3. Este fato não foi possível por falta de equipamento, ou seja, para a realização deste estudo eram precisas no mínimo 12 sondas de pressão e só estavam disponíveis 4. Depois, optou-se por uma comparação das pressões incidentes entre as 4 paredes da estrutura estudada. Não foi possível efectuar esta análise por falta de tempo e pela ocorrência de alguns problemas de calibração e valores registrados. Pelas razões supracitadas, no presente estudo não foi possível realizar a análise das forças actuantes sobre a estrutura, por isso, devido à sua importância para a caracterização deste tipo de estrutura devia-se considerar a sua análise num estudo futuro.

Todos os ensaios foram filmados com uma câmara GigE ethernet UI 5220 de modo a analisar o escoamento superficial durante os ensaios para uma futura utilização do *software* Zeus e registar o movimento das partículas para uma futura aplicação do PIV. Com estudos futuros pretende-se analisar esse escoamento e os campos de velocidade na vizinhança da estrutura e dentro das câmaras de dissipação.

De modo a melhorar a eficiência hidráulica à reflexão da estrutura para a situação de baixa-mar, duas novas propostas são apresentadas, devendo ser alvo de estudos futuros. No presente estudo não foram testadas estas soluções por falta de tempo e devido à presença das sondas de pressão que dificultavam a colocação de enrocamento e que, com o impacto das ondas podiam sofrer deslocamentos e avariar as sondas. A colocação de enrocamento na base das câmaras de dissipação visa melhorar o comportamento à reflexão da estrutura, criando maior atrito e deste modo aumentando a dissipação da energia incidente, particularmente para a situação de baixa-mar. A Figura 6.1 apresenta a seção transversal da nova proposta com enrocamento na base das câmaras. A outra proposta consiste na colocação de mais enrocamento dentro da última câmara, apresentando assim uma maior inclinação do talude. As dimensões apresentadas na figura são em valores do protótipo, ou seja em metros.

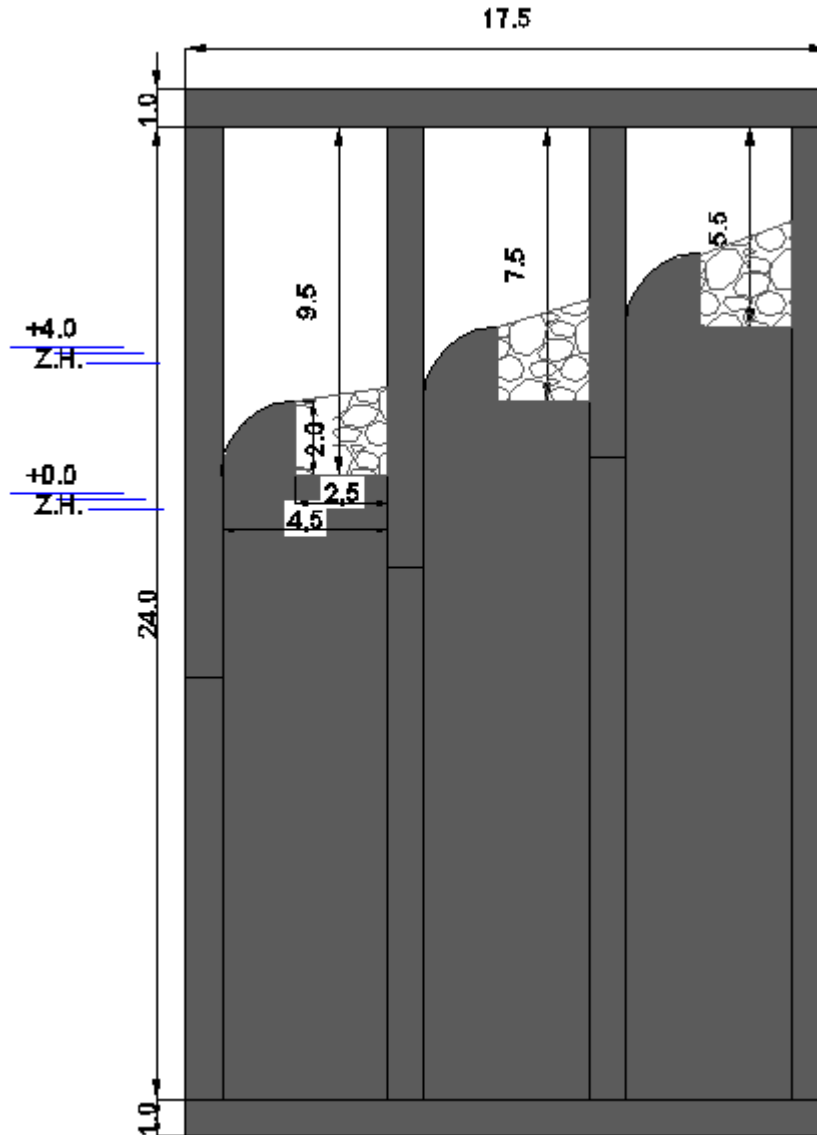


Figura 6.1 – Seção transversal da nova proposta.

Para uma melhor compreensão e uma possível continuação do estudo realizado nesta dissertação, poderiam ser testados mais valores para o período de onda, altura de onda e orientação da agitação. Ou seja, para um melhor conhecimento do comportamento da estrutura à reflexão, esta devia ser testada para mais condições de agitação e níveis de água.

Refere-se ainda a importância da realização de estudos futuros da estrutura com prisma de fundação e inclinação dos fundos.

BIBLIOGRAFIA

- Agerschou, H., Dand, I., Torben, E., Ghoos, H., Juul Jensen, O., Korsgaard, J., Land, J. M., McKay, T., Oumeraci, H., Petersen, J. B., Runge-Schmidt, L., Svendsen, H. L. (2004). *Planning and Design of Ports and Marine Terminals*, 2nd Edition. Editora Thomas Telford Books. Londres, Inglaterra.
- Bergmann, H., Oumeraci, H. (2000). *Wave loads on perforated caisson breakwaters*. Proceedings of the 27th International Conference on Coastal Engineering, ASCE.
- Borges Coelho C.D., (2005). *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*, Tese de Doutorado. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- d'Angremond, K., van Roode, F.C. (2004). *Breakwaters and Closure Dams*. Delft, Holanda.
- Feys, Steven (2009). *Design of a new anti-reflective caisson*. Tese de Mestrado, Universidade Politécnica de Valência e Universidade de Gent.
- Fugazza, M., Natale L. (1992). *Hydraulic performance of perforated breakwater*. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 118.
- Garrido Checa, J.M. (2011). *Análisis y Estimación de la Reflexión del Oleaje en Estructuras Marítimas Antirreflejantes tipo Jarlan*. Tese de Doutorado. Valência. Universidade Politécnica de Valência.
- Goda, Y. (1985), *Random seas and Design of Maritime Structures*. Universidade de Tóquio, Japão.
- Hagiwara K. (1984). *Analysis of upright structure for wave dissipation using integral equation*, Proc.19th Coastal Engineering Conference. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering ASCE.
- Isaacson, M., Baldwin, J., Allyn, N., Cowdell, S. (2000). *Wave interactions with perforated breakwater*. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE 126.
- Jarlan, G.E. (1961). *A perforated vertical breakwater*. The Dock and Harbour Authority, Vol. 41, n°486. Londres, Inglaterra.
- Jarlan, G.E. (1965). *The application of acoustic theory to the reflective properties of coastal engineering structures*. Quart. Bulletin, National Research Council Canada.
- Jianyi, W. (1992). *Experimental study of perforated caisson breakwaters*. China Ocean Engineering, Vol. 6.
- Kakuno, S., Nagai, S. (1976). *Slit-type Breakwater: Box-type Wave Absorber*. Coastal Engineering, chapter 155.
- Kamphuis, J.W., (2000). *Introduction to coastal engineering and management*. Advanced Series on Ocean Engineering Vol. 30.
- Kirca, V.O., Kabdasli, M. S. (2009). *Reduction of non-breaking wave loads on caisson type breakwaters using a modified perforated configuration*. Ocean Engineering, Vol. 36.
- Kondo H. (1979). *Analysis of breakwaters having two porous wall*, Int. Proc. Coastal Structures 1979, Vol. 2.

- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., (1997). *Wave impact loading: Tentative formulae, and suggestions for the development a final formulae*, MAST III/ PROVERBS, paper 1.0.2. Proceedings of 2nd PROVERBS task 1 Workshop Edinburgh. H.R. Wallingford.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H. (1998). *Classification of Wave loading on monolithic coastal structures*. Proceedings of the 26st International Coastal Engineering Conference, 1:867-880, ASCE (American Society of Civil Engineers), Copenhagen, Dinamarca.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., (1998). *Classification of Wave loading on monolithic coastal structures*. Proceedings of the 26st International Coastal Engineering Conference, 1:867-880, ASCE (American Society of Civil Engineers), Copenhagen, Denmark. PROVERBS, 1999.
- Liu, Y., Li, Y.C., Teng, B. (2007). *The reflection of oblique waves by an infinite number of partially perforated caissons*. Ocean Engineering, Vol. 34.
- Luso Lourenço Rodrigues, A.F., (2013), *Determinação das forças de impacto num quebra-mar misto utilizando o modelo numérico Smoothed Particle Hydrodynamics*, Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Marks, W., Jarlan, G.E., (1968). *Experimental studies on fixed perforated breakwater*. Coastal Engineering.
- McCowan, J., (1891). *On the Solitary Wave*, Philosophical Magazine, 5th Series, Vol 36, pp 430-437.
- Oliveira Pinto, S.I., (2012), *Estruturas Portuárias Verticais Perfuradas*, Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, W., de Groot, Maarten, Crouch, R., Vrijling, H., Voortman, H. (2001). *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*. PROVERBS
- Report of Working Group 28 of the Maritime Navigation Commission (2003). *Breakwaters with Vertical and Inclined Concreted Walls*. PIANC.
- Rosa Santos, P.J. (2010). *Análise da Interação de navios com dispositivos de Acostagem e Amarração. Estudo em Modelo Físico do Posto "A" do Terminal de Petroleiros do Porto de Leixões*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Schaap, T. (1999). *Wave Impacts on a Vertical Breakwater*. Universidade de Delft. Delft, Holanda.
- Sekiguchi, S., Miyabe, S., Yamamoto, Y., Miwa, T. (2001). Development of sloping slit caisson breakwater, ADMS 21.
- Suh K.D., Park W.S. (1995). *Wave reflection from perforated-wall caisson breakwaters*, Coastal Engineering Vol. 26.
- Suh, K.D. et al. (2006). *Wave reflection from partially perforated-wall caisson breakwater*, Ocean Engineering, Volume 33.
- Tabet-Aoul, E., Lambert, E. (2003). *Tentative new formula for maximum horizontal wave forces acting on perforated breakwater caisson*. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 129.
- Takahashi, S., Tanimoto, K., (1994). *Design and construction of caisson breakwaters: the Japanese experience*. Coastal Engineering 22, 57–78, Elsevier.

- Takahashi, S., Hosoyamada S. (1994). *Hydrodynamic characteristics of sloping-top caissons*. Proceedings of International Conference on Hydro-technical Engineering for Port and Harbour Construction, PHRI, 1994.
- Takahashi, S. (2002). *Design of Vertical Breakwaters*, 2nd Edition. Reference Document no.34, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Yokosuka, Japão.
- Tanimoto, K., Moto, K., Ishizuka, S., Goda, Y.(1976). *An investigation on design wave force formulae of composite- type breakwaters*. Proceedings of the 23rd Japanese Conference on Coastal Engineering.
- Tanimoto, K., Yoshimoto, Y. (1982). *Theoretical and experimental study of reflection coefficient for wave dissipating caisson with a permeable front wall*. Report of the Port and Harbour Research Institute, 21(3).
- Taveira Pinto, F. (2000). *Dimensionamento hidráulico e estrutural de quebra-mares de taludes*. Porto, FEUP.
- Taveira Pinto, F. (2002). *Análise das Oscilações e dos Campos de Velocidade nas Proximidades de Quebra-mares Submersos, sob a Acção da Agitação Marítima*, Tese de Doutoramento. Porto, FEUP.
- Taveira Pinto, F. (2012). *Marés* (Elementos de apoio às aulas da disciplina Trabalhos Marítimos 1). FEUP.
- Taveira Pinto, F. (2012). *Quebra-mares Verticais* (Elementos de apoio às aulas da disciplina Trabalhos Marítimos 2). FEUP.
- USACE, (2006). Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (6 volumes).
- van der Meer, J.W., van der Lem, J.C. (2011). *Breakwaters*. Royal Haskoning.
- Vanneste, Dieter (2005). *Study of Reflection Behaviour of Wave-Absorbing Vertical Breakwaters and Quaywalls*. Tese de Mestrado, Universidade Politécnica de Gent.
- Veloso Gomes, F.; Taveira Pinto, F.; Brògueira Dias, E.; Guedes Lopes, H.; Rosa Santos, P. (2007). *Estudo em Modelo Físico da Eficiência Hidráulica à Reflexão de Blocos Verticais Perfurados*. Proc. das 2^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 24 de Outubro.
- Yip, T.L., Chwang, A.T., 2000. Perforated wall breakwater with internal horizontal plate. *Journal of Engineering Mechanics*. 126 (5).

ANEXOS

ANEXO A

QUADROS DE DIMENSIONAMENTO

Quadro A.1. – Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método de Goda.

d	15	20	25	30	35	40
T	11	12	13	14	15	17
H _s	3	4	5	6	7	8
H _{des} =1,8*H _s	5	7	9	11	13	14
L ₀	174	216	263	314	370	430
L	116	149	183	219	257	297
B/L	0,10	0,11	0,11	0,11	0,10	0,10
h'	15	20	25	30	35	40
h _s	15	20	25	30	35	40
h _w	20	25	30	35	40	45
h _c	5	5	5	5	5	5
5H	27	36	45	54	63	72
h _b	16	22	27	33	38	44
α^*	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_1	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,81
α_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_3	0,74	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72
Γ^*	8,1	10,8	13,5	16,2	18,9	21,6
α_I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_{10}	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
α_{11}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
δ_1	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55
δ_{11}	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33
δ_2	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52
δ_{22}	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51
B	12	17	20	23	26,5	31

Quadro A.2. - Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda.

p_1	45,7	59,9	74,4	89,2	104,3	119,7
p_2	17,5	32,2	46,8	61,7	76,7	92,0
p_3	34,0	43,5	53,4	64,0	75,1	86,7
p_u	33,8	43,3	53,2	63,7	74,7	86,4
F_h	756,0	1264,3	1901,1	2674,5	3591,8	4659,4
F_u	203,0	367,9	532,0	732,4	990,4	1338,7
F_g	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
$FS_{\text{deslizamento}}$	1,97	1,92	1,63	1,75	1,67	1,65
M_H	7413,0	16012,8	29343,8	48550,5	74833,9	109442,7
M_U	1624,1	4169,5	7093,8	11230,3	17497,3	27666,1
M_G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
x_G	6,00	8,50	10,00	11,50	13,25	15,50
FS_{derrube}	1,78	1,86	1,57	1,64	1,57	1,60
M_U	406,02	1042,37	1773,45	2807,57	4374,31	6916,52
F_V	2480,89	4054,63	5178,50	7810,92	9981,25	12814,46
B_e	5,70	8,59	7,98	9,85	10,63	12,84
e	3,15	4,21	6,01	6,58	7,94	9,08
t_{rm}	132,72	147,23	238,16	271,53	337,94	362,90
p_{rm}	435,50	472,16	648,76	793,01	939,09	998,06
$i_{c,rm}$	0,64	0,63	0,56	0,59	0,57	0,57
$i_{q,rm}$	0,41	0,39	0,32	0,35	0,33	0,32
$i_{Y,rm}$	0,26	0,25	0,18	0,21	0,19	0,18
$s_{q,rm}$	1,13	1,20	1,18	1,23	1,24	1,29
$s_{Y,rm}$	0,92	0,89	0,89	0,87	0,86	0,83
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20
$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{bear,rm}$	892,10	1238,12	833,03	1164,54	1115,27	1270,69
$FS_{\text{tensão na base}}$	2,05	2,62	1,28	1,47	1,19	1,27

Quadro A.3. – Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método do Porto Torres.

d	15	20	25	30	35	40
T	11	12	13	14	15	17
H _s	3	4	5	6	7	8
H _{des} =1,8K _r H _s	5	6	8	9	11	12
K _r	0,85	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85
L ₀	174	216	263	314	370	430
L	116	149	183	219	257	297
B/L	0,10	0,11	0,11	0,11	0,10	0,10
h'	15	20	25	30	35	40
h _s	15	20	25	30	35	40
h _w	21	26	31	36	41	46
h _c	6	6	6	6	6	6
5H	23	30	38	46	54	61
h _b	16	22	27	32	38	43
α^*	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_1	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,81
α_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_3	0,74	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72
Π^*	6,91	9,03	11,39	13,77	16,11	18,37
α_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_{10}	0,31	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31
α_{11}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
δ_1	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55
δ_{11}	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33
δ_2	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52
δ_{22}	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51
B	12	17	20	23	26,5	31

Quadro A.4. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método do Porto Torres.

P_1	38,94	50,05	62,65	75,66	88,77	101,70
P_2	5,11	16,81	29,64	42,68	55,72	68,49
P_3	28,93	36,30	45,00	54,27	63,90	73,67
P_u	28,85	36,21	44,88	54,12	63,72	73,47
F_H	641,1	1064,1	1622,6	2304,0	3105,3	4017,9
F_U	173,1	307,8	448,8	622,4	844,3	1138,7
F_G	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
$FS_{\text{deslizamento}}$	2,35	2,32	1,95	2,06	1,96	1,94
M_H	6281,7	13606,7	25394,6	42455,4	65668,7	95736,9
M_U	1384,7	3488,0	5984,4	9543,1	14916,3	23534,1
M_G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
x_G	6,00	8,50	10,00	11,50	13,25	15,50
FS_{derrube}	2,10	2,20	1,82	1,89	1,80	1,84
M_U	346,16	872,01	1496,09	2385,76	3729,08	5883,52
F_V	2510,82	4114,76	5261,71	7920,96	10127,34	13014,40
B_e	6,72	9,96	9,78	11,68	12,79	15,38
e	2,64	3,52	5,11	5,66	6,85	7,81
t_{rm}	95,39	106,81	165,93	197,29	242,70	261,18
p_{rm}	373,60	413,02	538,08	678,29	791,51	846,00
$i_{c,rm}$	0,70	0,69	0,63	0,65	0,63	0,63
$i_{q,rm}$	0,48	0,48	0,40	0,43	0,40	0,40
$i_{Y,rm}$	0,34	0,33	0,25	0,28	0,26	0,25
$s_{q,rm}$	1,16	1,62	1,52	1,96	1,47	0,03
$s_{Y,rm}$	0,91	0,87	0,87	0,84	0,83	0,79
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20
$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{\text{bear},rm}$	1351,97	1877,08	1411,92	1804,46	1779,54	2026,34
$FS_{\text{tensão na base}}$	3,62	4,54	2,62	2,66	2,25	2,40

Quadro A.5. – Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método de Canel.

d	15	20	25	30	35	40
T	11	12	13	14	15	17
H _s	3	4	5	6	7	8
C _r	0,43	0,39	0,40	0,42	0,42	0,42
$H_{des}=1,8H_s(1+C_r)/2$	4	5	6	8	9	10
L ₀	174	216	263	314	370	430
L	116	149	183	219	257	297
B/L	0,10	0,11	0,11	0,11	0,10	0,10
h'	15	20	25	30	35	40
h _s	15	20	25	30	35	40
h _w	21	26	31	36	41	46
h _c	6	6	6	6	6	6
5H	19	25	32	38	45	51
h _b	16	21	27	32	37	43
α^*	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_1	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,81
α_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_3	0,74	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72
Π^*	5,77	7,50	9,48	11,49	13,47	15,34
α_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_{10}	0,26	0,25	0,25	0,26	0,26	0,26
α_{11}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
δ_1	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55
δ_{11}	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33
δ_2	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52
δ_{22}	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51
B	12	17	20	23	26,5	31

Quadro A.6. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Canel.

p_1	32,50	41,49	52,08	63,07	74,11	84,81
p_2	0,00	8,29	19,11	30,13	41,09	51,64
p_3	24,15	30,10	37,41	45,24	53,34	61,44
p_u	24,11	30,05	37,35	45,17	53,25	61,34
F_H	522,4	865,2	1332,2	1904,3	2575,9	3334,4
F_U	144,7	255,4	373,5	519,4	705,6	950,8
F_G	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
$FS_{\text{deslizamento}}$	2,92	2,89	2,40	2,53	2,39	2,38
M_H	5001,1	10874,2	20628,3	34835,5	54184,1	79120,7
M_U	1157,3	2895,0	4980,2	7964,3	12466,0	19649,3
M_G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
x_G	6,00	8,50	10,00	11,50	13,25	15,50
FS_{derrube}	2,61	2,73	2,23	2,30	2,18	2,22
M_U	289,31	723,74	1245,05	1991,06	3116,50	4912,34
F_V	2539,25	4167,09	5337,02	8023,92	10266,04	13202,37
B_e	7,83	11,43	11,80	13,82	15,34	18,27
e	2,08	2,78	4,10	4,59	5,58	6,36
t_{rm}	66,69	75,68	112,87	137,78	167,96	182,51
p_{rm}	324,17	364,46	452,17	580,57	669,37	722,63
$i_{c,rm}$	0,75	0,75	0,70	0,72	0,70	0,70
$i_{q,rm}$	0,57	0,57	0,49	0,51	0,49	0,49
$i_{Y,rm}$	0,43	0,43	0,35	0,37	0,34	0,34
$s_{q,rm}$	1,18	1,99	1,93	0,78	0,04	1,19
$s_{Y,rm}$	0,90	0,85	0,84	0,82	0,80	0,76
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20
$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{\text{bear},rm}$	1979,66	2710,16	2262,80	2728,87	2757,50	3097,27
$FS_{\text{tensão na base}}$	6,11	7,44	5,00	4,70	4,12	4,29

Quadro A.7. – Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método de Goda/ Takahashi.

d	15	20	25	30	35	40
d'	2	4	5	7	9	11
T	11	12	13	14	15	17
H _s	3	4	5	6	7	8
H _{des} =1,8H _s	5	7	9	11	13	14
L ₀	174	216	263	314	370	430
L	116	149	183	219	257	297
h'	15	20	25	30	35	40
h _s	15	20	25	30	35	40
h _w	20	25	30	35	40	45
h _c	5	5	5	5	5	5
5H	27	36	45	54	63	72
h _b	16	22	27	33	38	44
α^*	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_1	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,81
α_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_3	0,74	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72
α_5	0,97	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92
α_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_{10}	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
α_{11}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
δ_1	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55
δ_{11}	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33
δ_2	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52
δ_{22}	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51
B	12	17	20	23	27	31
variáveis para a parede posterior						
l	11	16	19	21	25	29
L'	46	72	89	115	141	168
B _{m,R}	-2	0	-1	-2	-2	0
α_1	0,98	1,21	1,04	0,68	0,61	0,61

Quadro A.7. – Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método de Goda/ Takahashi (continuação).

α_{10}	2,00	1,80	1,80	1,54	1,40	1,31
α_{11}	0,49	0,67	0,58	0,44	0,43	0,47
δ_1	-1,12	-0,79	-1,00	-1,36	-1,40	-1,33
δ_{11}	-0,06	-0,04	-0,05	-0,07	-0,07	-0,07
δ_2	0,92	0,69	0,70	0,61	0,54	0,48
δ_{22}	0,31	0,23	0,23	0,20	0,18	0,16
α^*	0,98	1,21	1,04	0,68	0,61	0,61
l/L'	0,24	0,22	0,21	0,18	0,17	0,17
H/h	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36

Quadro A.8 –Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/ Takahashi, Crista I.

p_{1s}	38,79	50,82	63,09	75,63	88,45	101,55
p_{4s}	10,62	23,14	35,60	48,17	60,92	73,89
p_{5s}	37,46	48,03	59,53	70,64	82,08	93,85
p_u	33,83	43,28	53,20	63,69	74,75	86,37
P_{3L}	33,89	43,36	53,30	63,80	74,88	86,52
p_{5L}	44,06	56,49	70,02	83,08	96,53	110,38
F_h	706,5	1181,4	1786,5	2510,6	3369,2	4368,4
F_u	203,0	367,9	532,0	732,4	990,4	1338,7
F_g	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
$FS_{\text{deslizamento}}$	2,11	2,06	1,74	1,87	1,78	1,76
M_H	6607,6	14335,8	26521,7	43863,8	67584,6	98809,6
M_U	1624,1	4169,5	7093,8	11230,3	17497,3	27666,1
M_G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
FS_{derrube}	1,96	2,03	1,70	1,78	1,71	1,73
M_U	406,02	1042,37	1773,45	2807,57	4374,31	6916,52
F_V	2480,89	4054,63	5178,50	7810,92	9981,25	12814,46
B_e	6,35	9,41	9,07	11,05	12,08	14,50
e	2,83	3,79	5,46	5,98	7,21	8,25
t_{rm}	111,33	125,49	196,92	227,21	278,88	301,29
p_{rm}	390,94	430,68	570,82	706,89	826,18	883,82
$i_{c,rm}$	0,66	0,65	0,59	0,62	0,60	0,59
$i_{q,rm}$	0,44	0,43	0,35	0,38	0,36	0,35
$i_{Y,rm}$	0,29	0,28	0,20	0,23	0,21	0,21
$s_{q,rm}$	0,04	1,29	1,05	1,99	1,84	0,36
$s_{Y,rm}$	0,92	0,87	0,88	0,85	0,84	0,81
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20
$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{\text{bear},rm}$	1099,07	1502,58	1068,63	1451,82	1420,21	1606,43
$FS_{\text{tensão na base}}$	2,81	3,49	1,87	2,05	1,72	1,82

Quadro A.9. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/ Takahashi, Crista IIa.

p _{1S}	31,88	41,77	51,85	62,15	72,69	83,46
p _{4S}	3,77	14,14	24,41	34,75	45,22	55,86
p _{5S}	30,79	39,47	48,93	58,05	67,45	77,13
p _{3L}	25,38	32,46	39,90	47,77	56,06	64,77
p _{5L}	32,99	42,29	52,42	62,20	72,27	82,64
p _{1R}	75,92	109,76	127,82	131,09	147,70	169,76
P _{4R}	29,05	58,95	80,48	90,63	108,63	130,46
p _{5R}	73,31	103,74	120,62	122,44	137,06	156,89
P _{5M}	73,31	103,74	120,62	122,44	137,06	156,89
p _u	25,38	32,46	39,90	47,77	56,06	64,77
F _H	942,8	1749,1	2507,7	3369,2	4516,1	5916,2
F _U	152,3	275,9	399,0	549,3	742,8	1004,0
F _V	586,5	1348,6	1929,9	1836,6	2535,7	3608,5
F _G	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
FS _{deslizmento}	1,98	1,89	1,73	1,75	1,70	1,70
M _H	11536,5	28087,5	48722,3	75641,4	115975,3	171454,0
M _U	1218,0	3127,1	5320,3	8422,7	13122,9	20749,6
M _G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
M _V	3519,0	11462,8	19299,4	21120,7	33597,4	55932,2
FS _{derrube}	1,54	1,57	1,41	1,42	1,39	1,43
M _U	304,51	781,78	1330,09	2105,68	3280,74	5187,39
F _V	3118,15	5495,17	7241,45	9830,60	12764,51	16757,66
B _e	4,41	6,49	6,18	7,18	7,81	9,92
e	3,80	5,25	6,91	7,91	9,34	10,54
t _{rm}	214,02	269,39	406,03	469,08	577,91	596,50
p _{rm}	707,85	846,34	1172,49	1368,66	1633,45	1689,60
i _{c,rm}	0,64	0,62	0,59	0,59	0,58	0,58
i _{q,rm}	0,41	0,39	0,34	0,35	0,33	0,34
i _{Y,rm}	0,26	0,24	0,20	0,21	0,19	0,19
s _{q,rm}	1,07	0,02	0,08	0,05	0,26	1,60

Quadro A.9. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/ Takahashi, Crista IIa (continuação).

$S_{Y,rm}$	0,94	0,91	0,92	0,90	0,90	0,87
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20
$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{bear,rm}$	712,15	930,55	753,38	882,24	888,68	1097,73
$FS_{\text{tensão na base}}$	1,01	1,10	0,64	0,64	0,54	0,65

Quadro A.10. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/ Takahashi, Crista IIb.

p_{1S}	13,66	17,90	22,22	26,64	31,15	35,77
p_{4S}	0,00	0,00	0,00	0,00	3,68	8,17
p_{5S}	13,19	16,92	20,97	24,88	28,91	33,06
p_{3L}	21,99	28,13	34,58	41,40	48,59	56,14
p_{5L}	28,59	36,65	45,43	53,91	62,64	71,62
p_{1R}	45,54	59,67	74,07	88,79	103,85	119,22
P_{4R}	17,43	32,04	46,64	61,39	76,37	91,62
p_{5R}	43,98	56,39	69,89	82,93	96,36	110,19
P_{5M}	43,98	56,39	69,89	82,93	96,36	110,19
p_u	21,99	28,13	34,58	41,40	48,59	56,14
F_H	636,7	1094,1	1625,3	2319,4	3154,8	4129,8
F_U	132,0	239,1	345,8	476,1	643,8	870,1
F_V	351,9	733,1	1118,3	1244,0	1782,7	2534,3
F_G	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
$FS_{\text{deslizamento}}$	2,74	2,70	2,39	2,41	2,30	2,30
M_H	6779,8	15285,9	27715,5	46878,4	73721,5	127347,9
M_U	1055,6	2710,2	4611,0	7299,7	11373,2	17983,0
M_G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
M_V	2111,1	6231,2	11183,2	14306,1	23621,2	39281,7
FS_{derrube}	2,32	2,44	2,11	2,08	1,99	1,78
M_U	263,91	677,54	1152,74	1824,92	2843,30	4495,74

Quadro A.10. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/Takahashi, Crista IIb (continuação).

F_V	2903,80	4916,47	6483,03	9311,28	12110,63	15817,31
B_e	7,15	10,51	11,09	12,54	13,86	14,33
e	2,43	3,25	4,45	5,23	6,32	8,34
t_{rm}	89,07	104,14	146,50	184,98	227,69	288,21
p_{rm}	406,20	467,96	584,36	742,59	874,05	1103,85
$i_{c,rm}$	0,74	0,73	0,70	0,70	0,69	0,69
$i_{q,rm}$	0,55	0,54	0,49	0,49	0,48	0,47
$i_{Y,rm}$	0,40	0,40	0,34	0,35	0,33	0,33
$s_{q,rm}$	0,04	1,87	1,99	1,62	0,75	0,45
$s_{Y,rm}$	0,90	0,86	0,85	0,83	0,82	0,81
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20
$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{bear,rm}$	1710,48	2352,02	2138,87	2382,19	2430,37	2486,25
$FS_{\text{tensão na base}}$	4,21	5,03	3,66	3,21	2,78	2,25

Quadro A.11. - Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método de Goda/ Takahashi modificado.

d	15	20	25	30	35	40
H_s	3	4	5	6	7	8
$H_{des}=1,8H_s$	5	7	9	11	13	14
h'	15	20	25	30	35	40
h_s	15	20	25	30	35	40
h_w	21	26	31	36	41	46
h_c	6	6	6	6	6	6
$5H$	27	36	45	54	63	72
h_b	16	22	27	33	38	44
λ_{r1}	0,36	0,34	0,35	0,35	0,36	0,35
λ_{p1}	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
B	12	17	20	23	27	31

Quadro A.12. - Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método de Goda/ Takahashi modificado (continuação).

h_{cp}^*	3,40	4,54	5,67	6,00	6,00	6,00
h_{cr}^*	2,89	3,71	4,71	5,73	6,00	6,00
Π_p^*	3,40	4,54	5,67	6,80	7,94	9,07
Π_r^*	2,89	3,71	4,71	5,73	6,73	7,66
T	11	12	13	14	15	17
L_0	174	216	263	314	370	430
L	116	149	183	219	257	297
k	0,05	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02
α^*	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_1	0,82	0,81	0,80	0,80	0,80	0,81
α_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_3	0,74	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72
α_{4p}	0,00	0,00	0,00	0,12	0,24	0,34
α_{4r}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11	0,22
α_I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
α_{I0}	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
α_{I1}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
δ_1	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55	-6,55
δ_{11}	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33
δ_2	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52	-2,52
δ_{22}	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51
χ	0,99	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99

Quadro A.13. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/ Takahashi modificado.

p_{p1}	21,99	29,29	36,17	43,13	50,30	57,81
p_{p3}	16,34	21,25	25,98	30,93	36,21	41,88
p_{p2}	0,00	0,00	0,00	5,10	12,28	19,58
p_{r1}	34,39	43,85	55,52	67,53	79,36	90,51
p_{r3}	25,55	31,81	39,88	48,44	57,12	65,57
p_{r2}	0,00	0,00	0,00	0,00	8,64	19,63
F_p	217,7	383,1	589,2	841,3	1140,1	1491,3
F_r	499,1	837,9	1323,3	1933,0	2652,3	3452,0
F_{tot}	707,2	1199,8	1883,0	2735,5	3741,6	4875,1
F_U	251,3	451,0	658,6	912,8	1236,6	1665,4
F_G	2683,9	4422,5	5710,5	8543,3	10971,7	14153,1
$FS_{deslizamento}$	2,06	1,99	1,61	1,67	1,56	1,54
M_{Hp}	3383,5	7255,6	13171,9	22208,3	34877,6	51749,1
M_{Hr}	5290,7	10861,8	20218,8	34005,8	53885,0	79752,1
M_H	8674,2	18117,4	33390,7	56214,2	88762,7	131501,2
M_U	1397,3	3579,1	6123,1	9725,2	15160,6	23916,4
M_G	16103,4	37591,5	57105,4	98248,3	145374,6	219373,8
$FS_{derrube}$	1,70	1,88	1,53	1,57	1,47	1,49
M_U	119,91	269,53	612,76	948,29	1568,59	2349,73
F_V	2432,60	3971,53	5051,90	7630,58	9735,10	12487,75
B_e	5,27	8,24	9,54	10,52	11,44	13,06
e	3,62	4,63	6,73	7,49	9,28	10,72
t_{rm}	134,20	145,60	197,41	260,09	327,00	373,21
p_{rm}	461,62	481,95	529,64	725,51	850,81	955,97
$i_{c,rm}$	0,65	0,64	0,56	0,57	0,54	0,53
$i_{q,rm}$	0,43	0,41	0,31	0,33	0,29	0,29
$i_{Y,rm}$	0,28	0,26	0,17	0,19	0,16	0,15
$s_{q,rm}$	0,49	0,49	1,37	1,87	1,99	1,30
$s_{Y,rm}$	0,93	0,89	0,87	0,86	0,85	0,83
$N_{q,rm}$	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20	64,20

Quadro A.14. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método de Goda/ Takahashi modificado (continuação).

$N_{Y,rm}$	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54	79,54
$p_{bear,rm}$	897,43	1261,62	938,01	1114,99	1012,87	1082,46
$FS_{tensão na base}$	1,94	2,62	1,77	1,54	1,19	1,13

Quadro A.15. – Variáveis utilizadas nas fórmulas de cálculo, método direto PROVERBS.

d	15	20	25	30	35	40
H_s	3	4	5	6	7	8
$H_{des}=1,8H_s$	5	7	9	11	13	14
T	11	12	13	14	15	17
L_0	174	216	263	314	370	430
L	116	149	183	219	257	297
B	12	17	20	23	27	31

Quadro A.16. – Forças actuantes e determinação dos factores de segurança, método direto, PROVERBS.

FF_{tot}	25,01	23,02	23,58	24,20	24,54	24,43
F_{tot}	682,97	1111,35	1781,22	2637,01	3644,02	4735,87
$FS_{deslizamento}$	2,14	2,14	1,70	1,74	1,60	1,58

ANEXO B

EXEMPLOS DE IMAGENS OBTIDAS DURANTE OS ENSAIOS

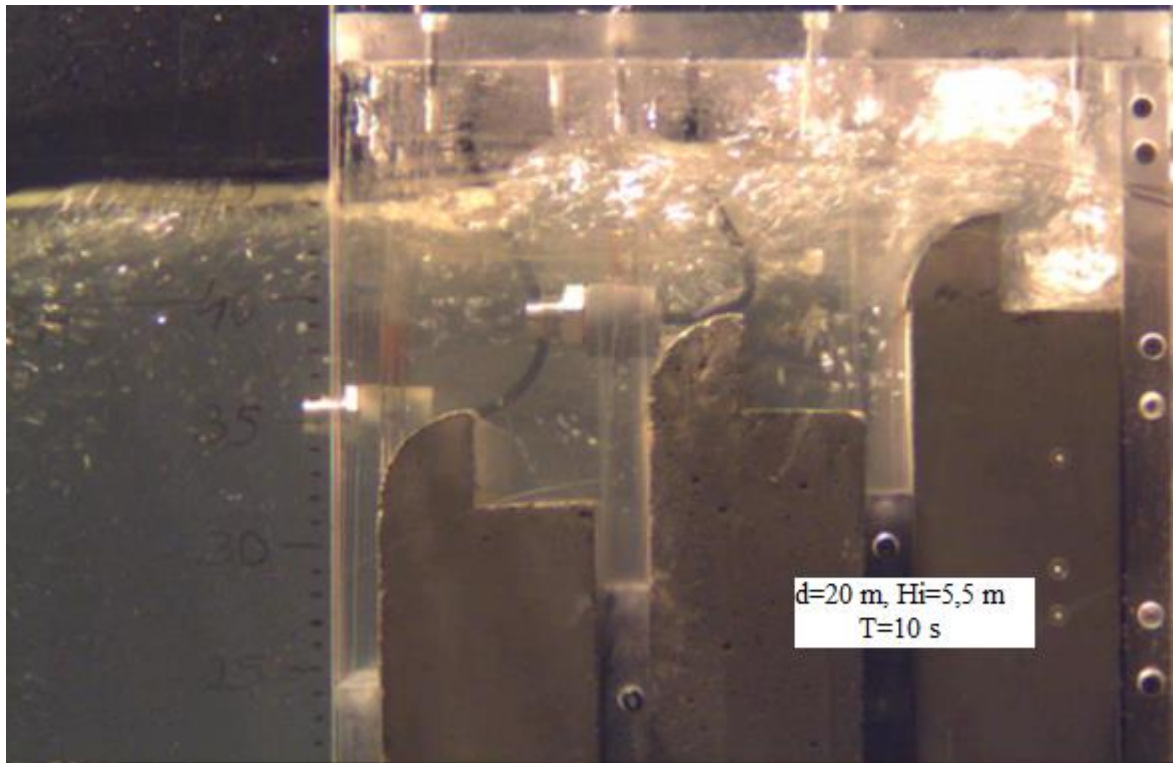


Figura B.1 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

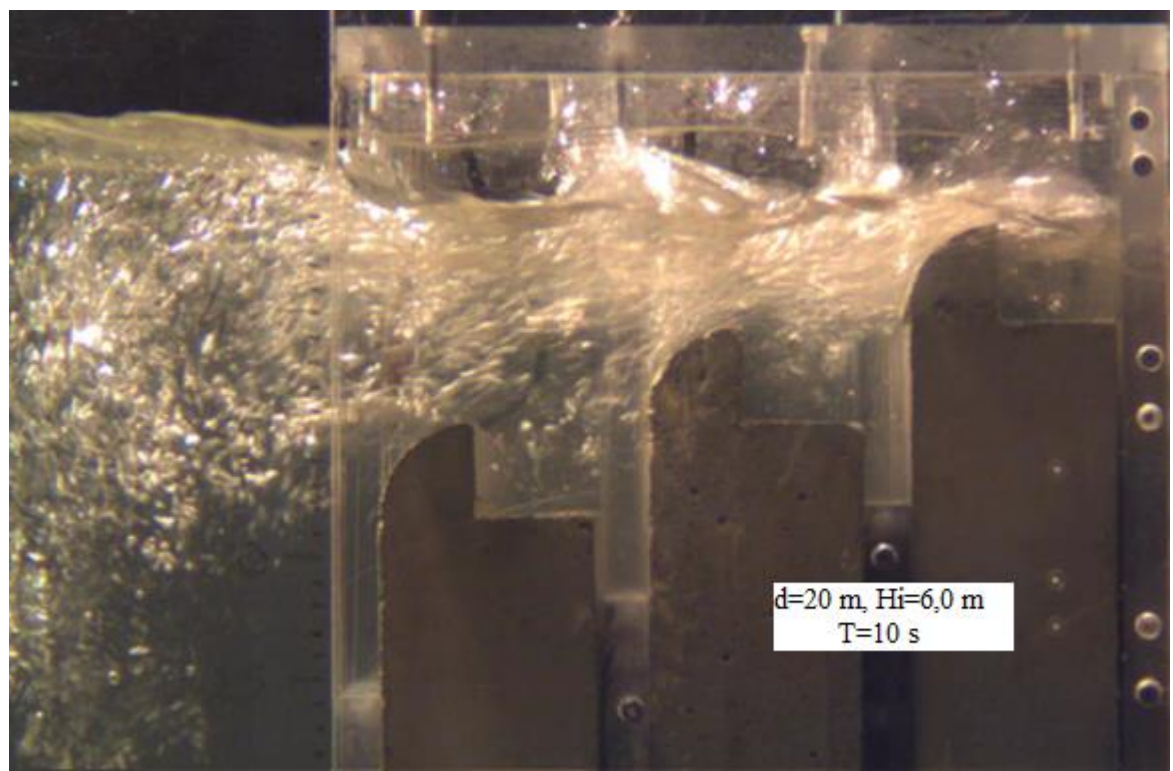


Figura B.2 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

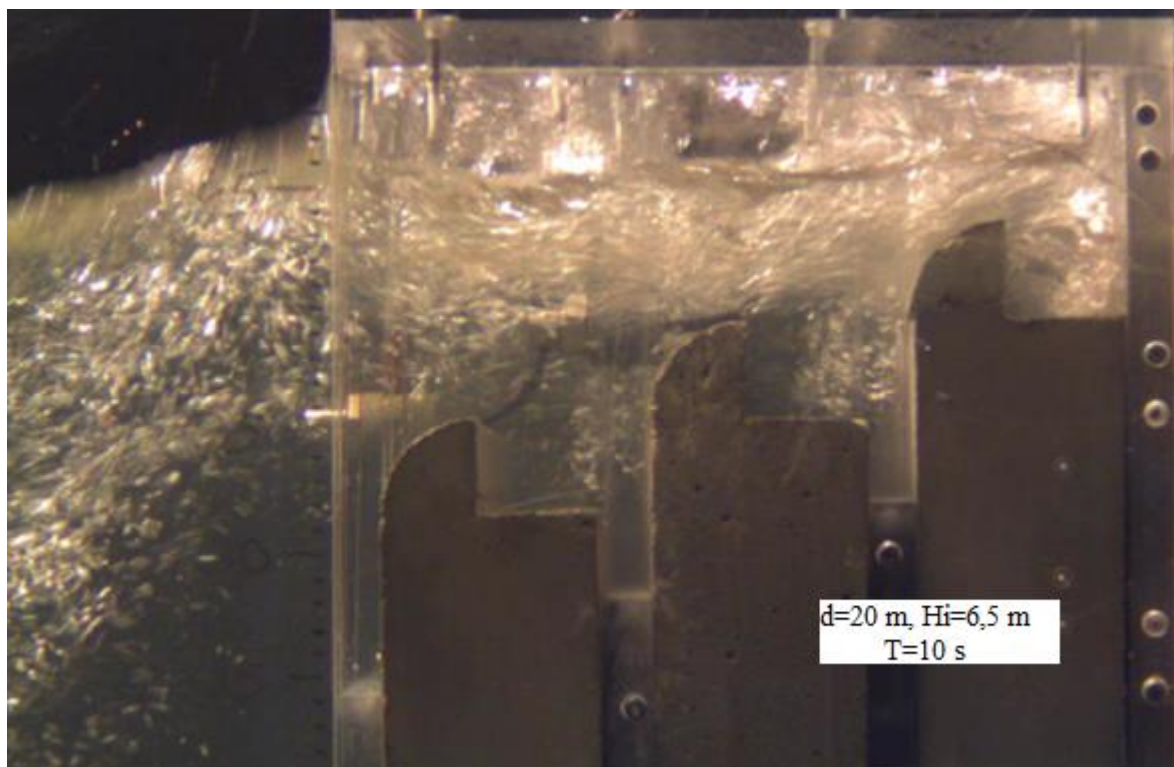


Figura B.3 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

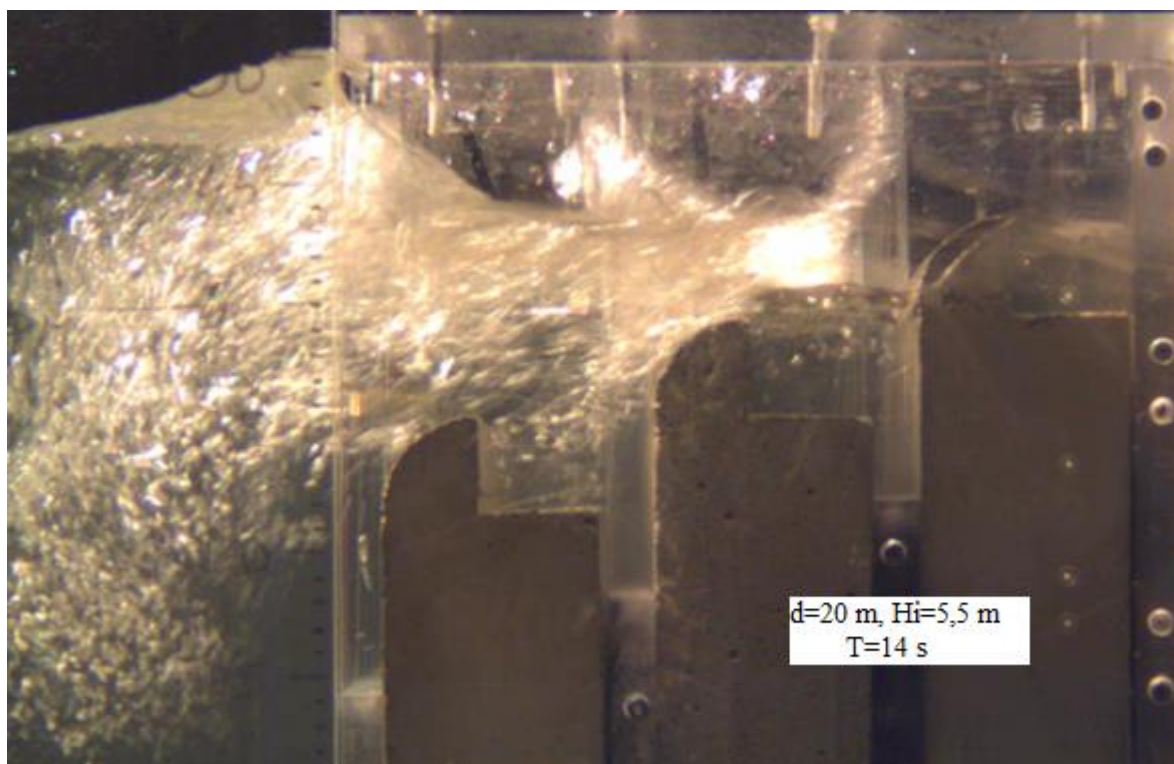


Figura B.4 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

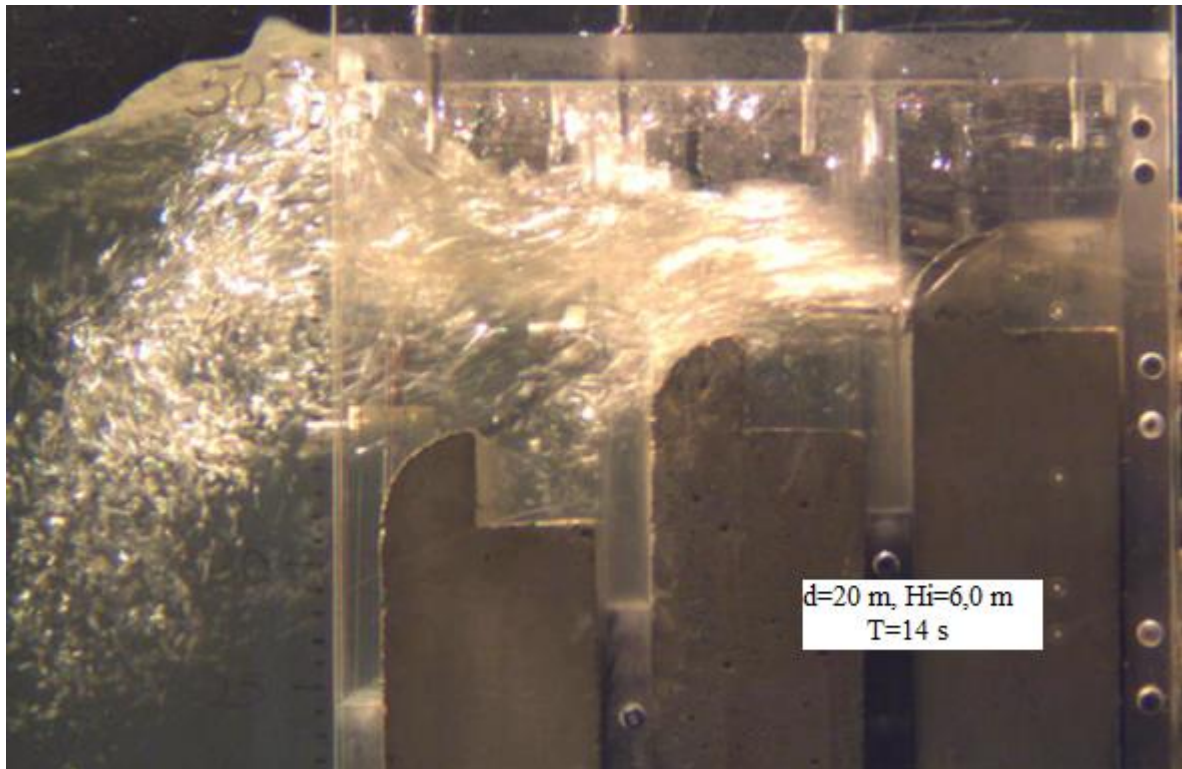


Figura B.5 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

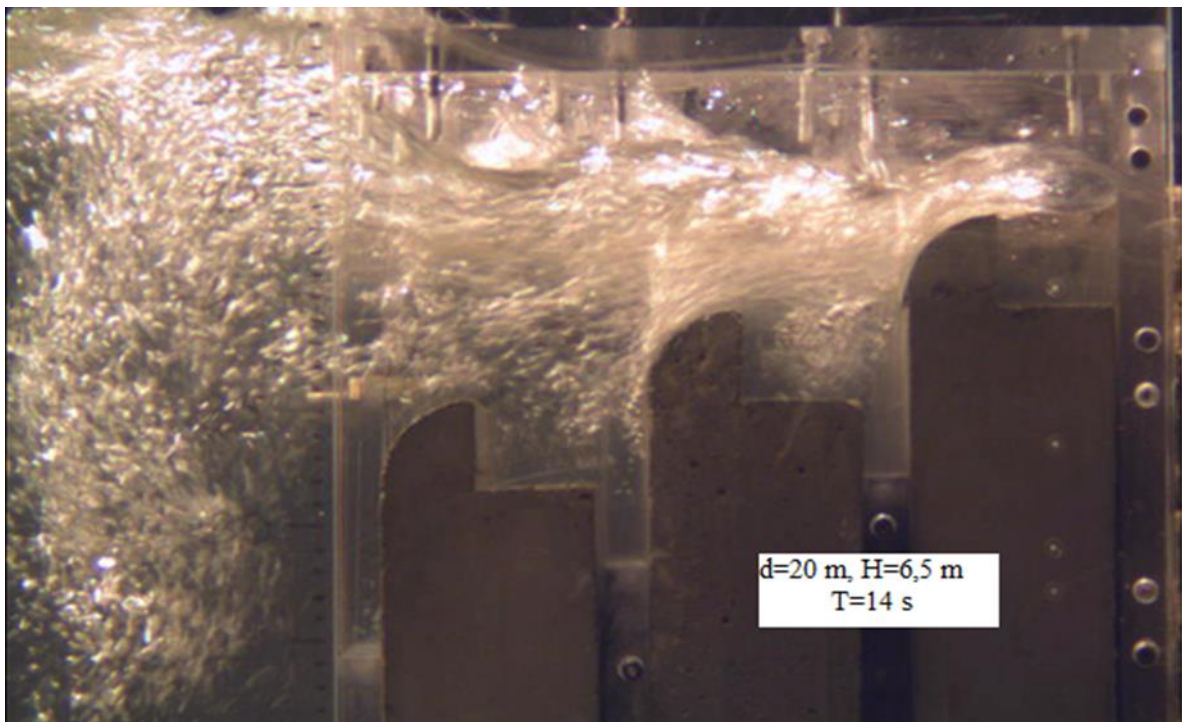


Figura B.6 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

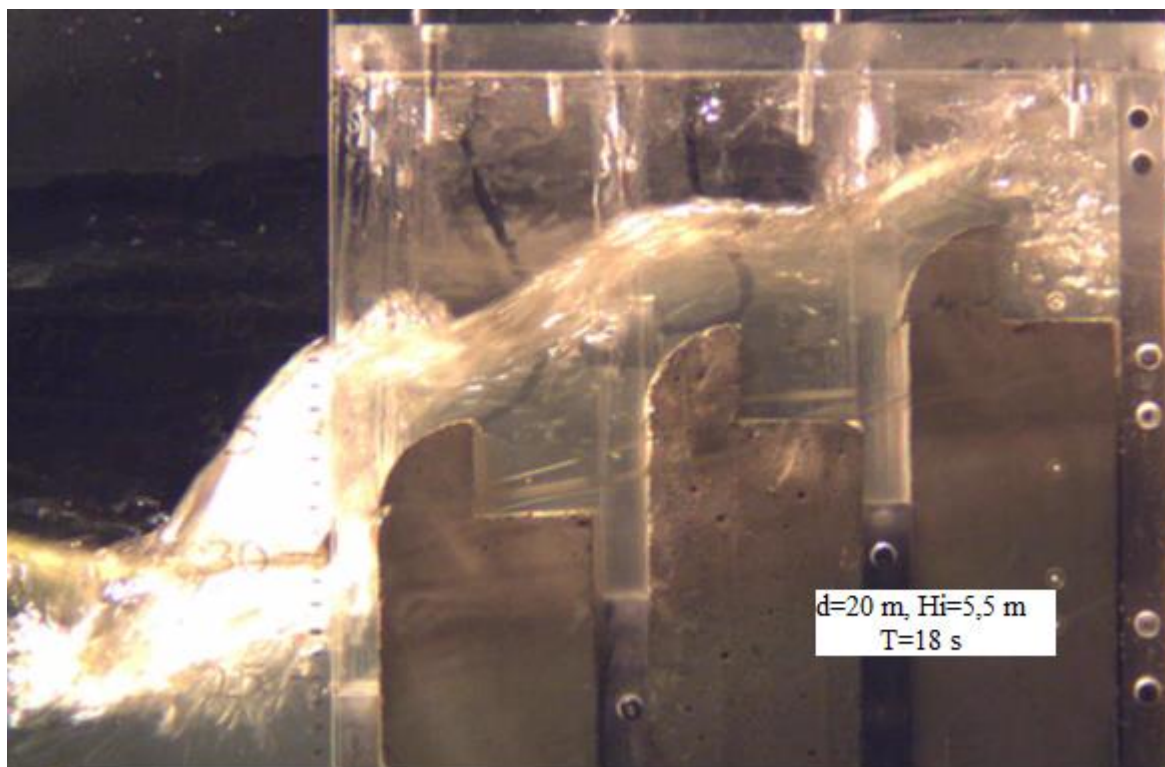


Figura B.7 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

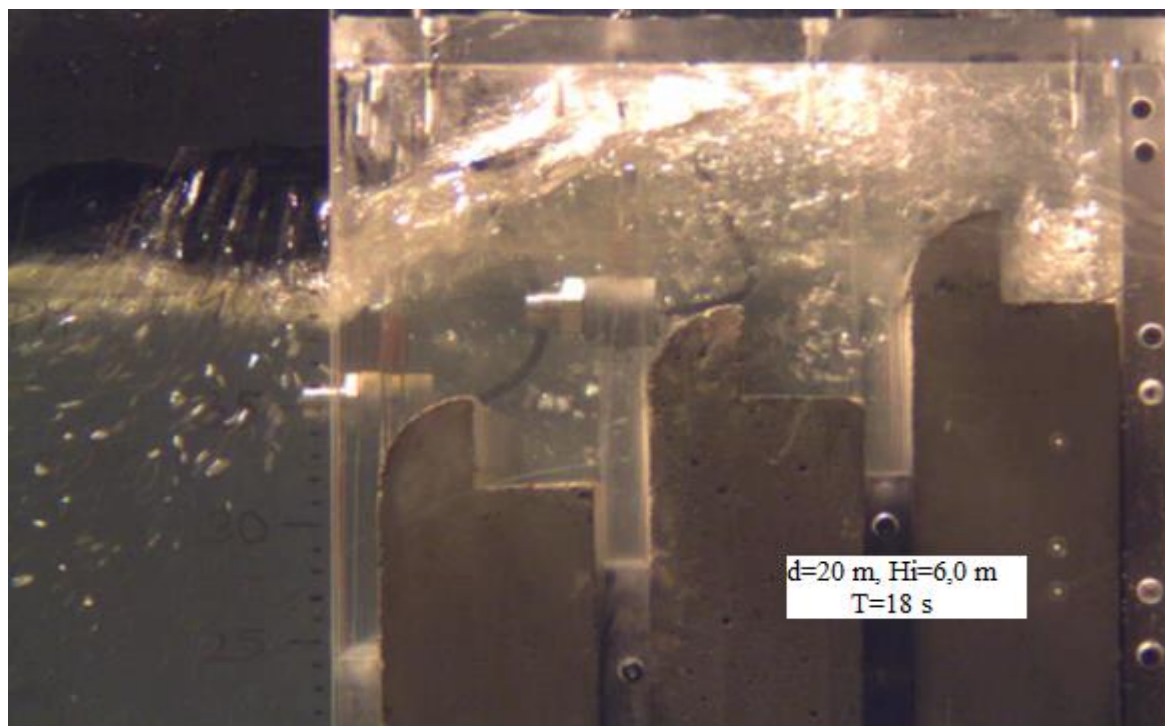


Figura B.8 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

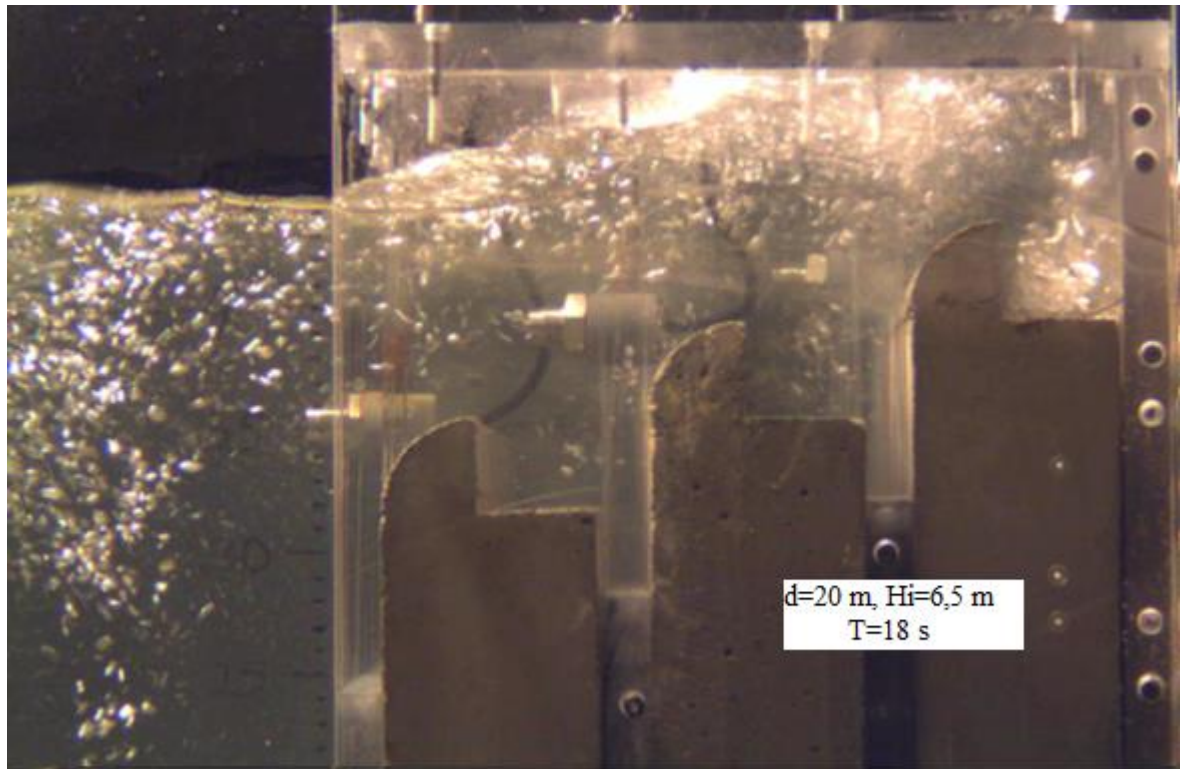


Figura B.9 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

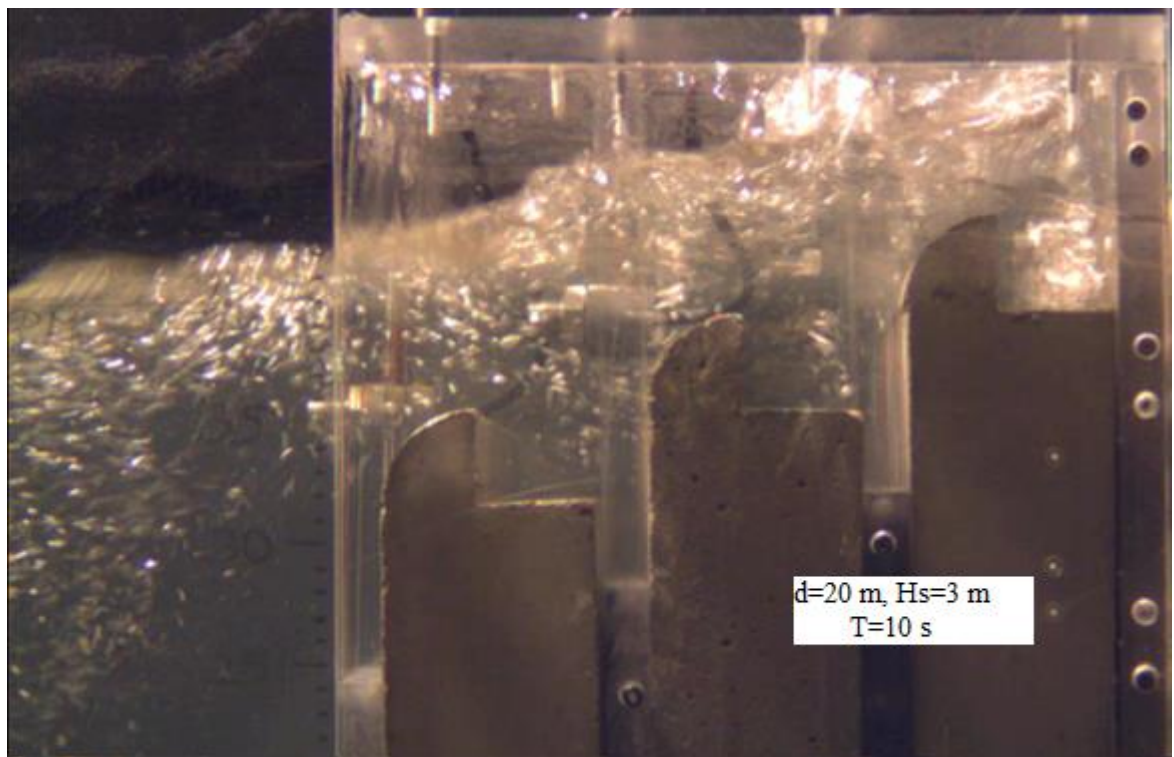


Figura B.10 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

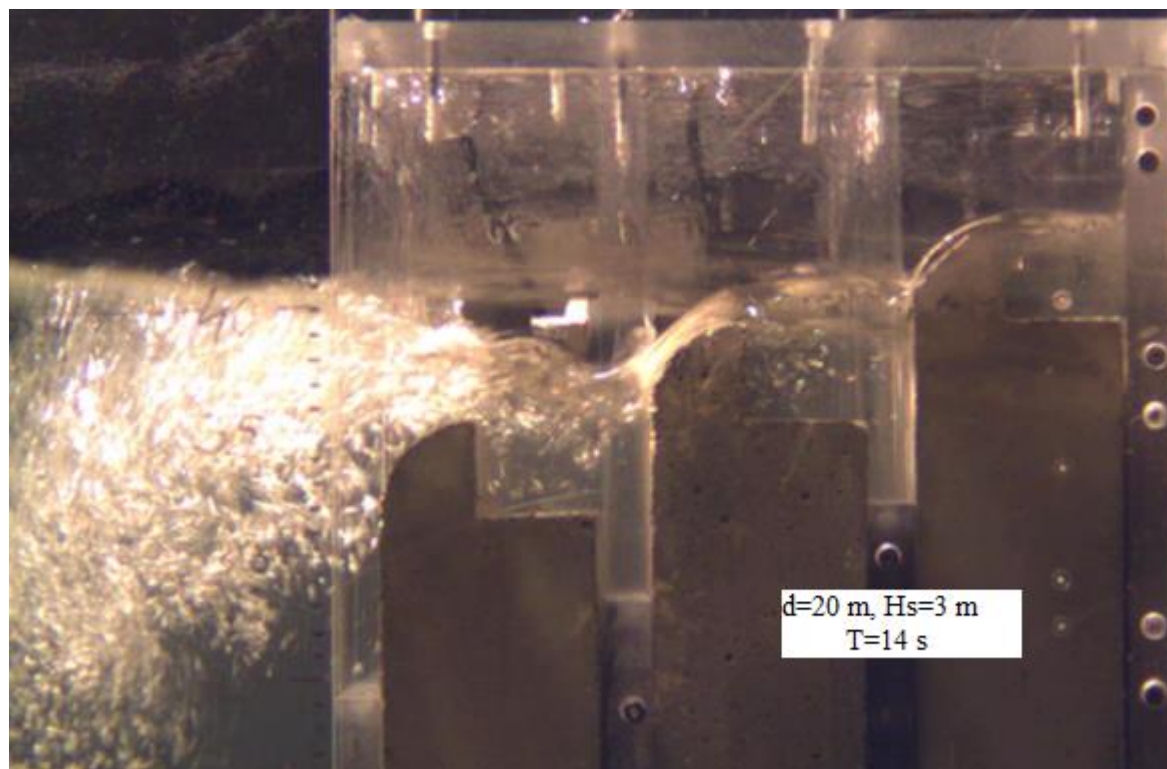


Figura B.11 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

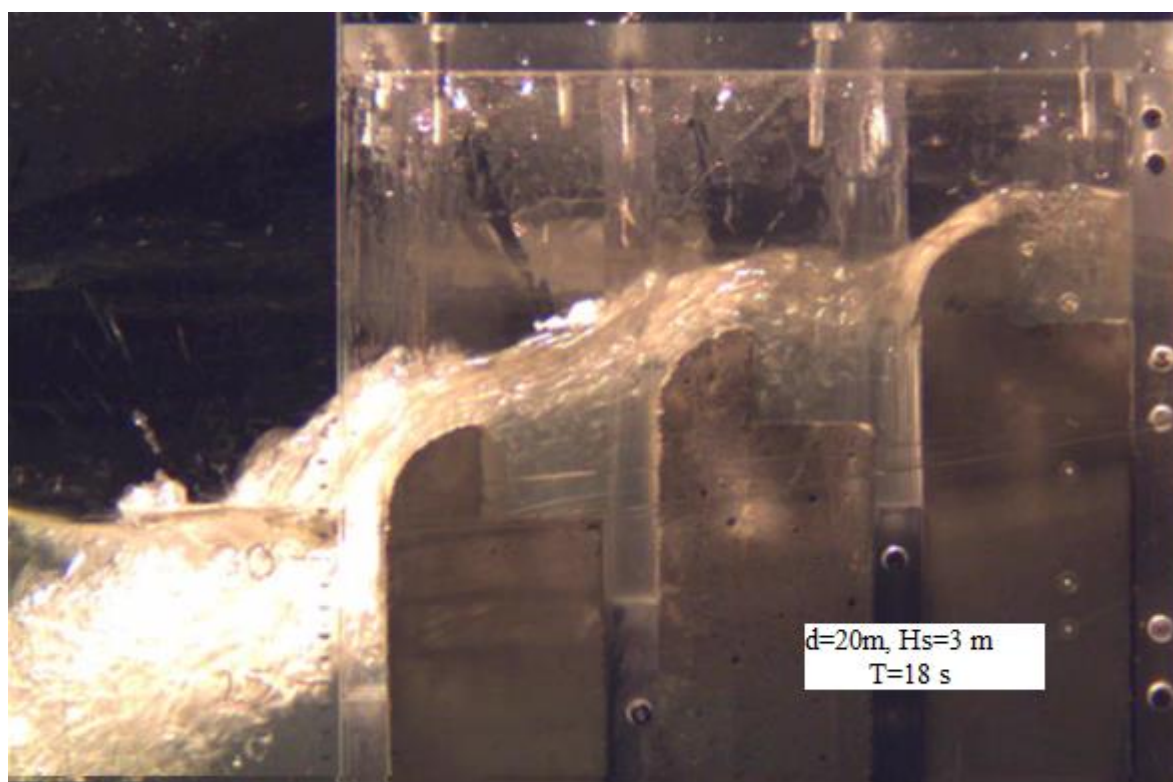


Figura B.12 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

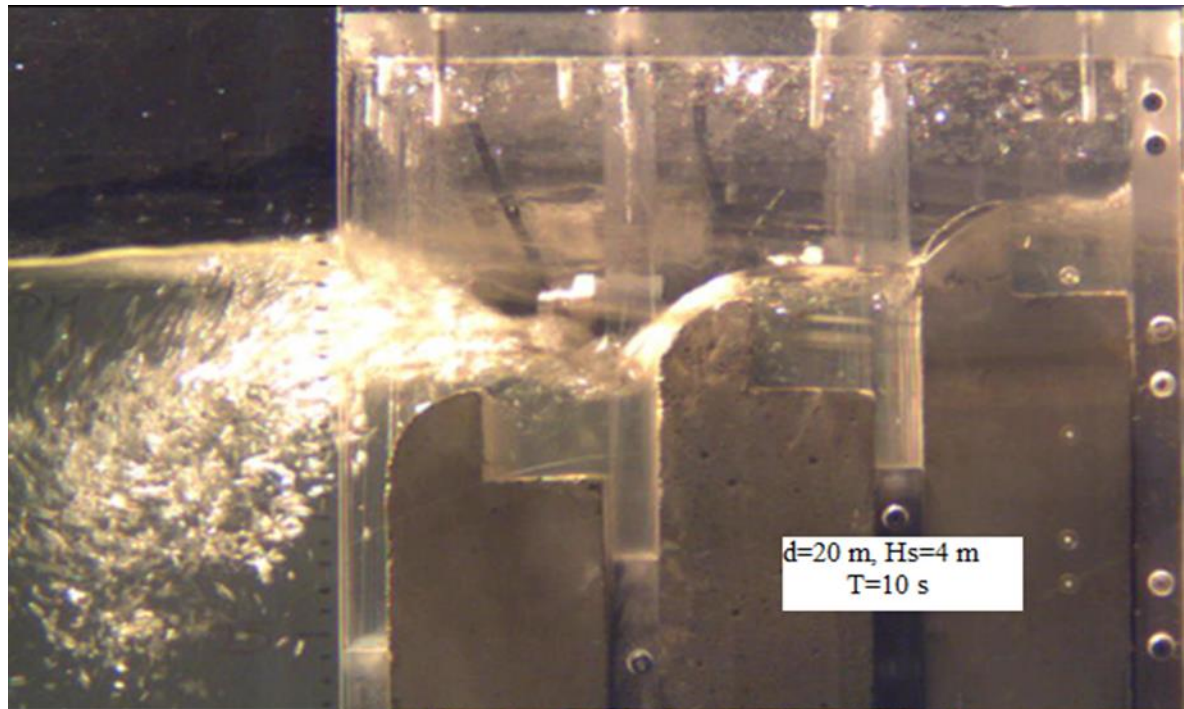


Figura B.13 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

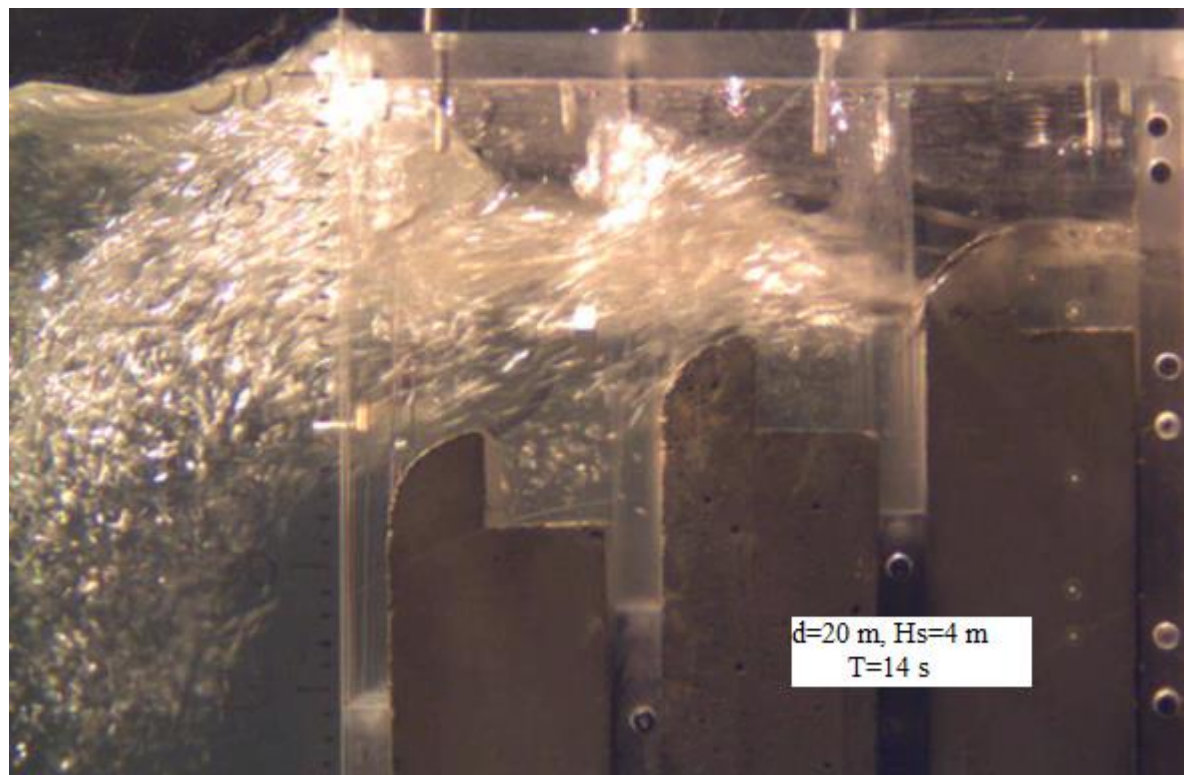


Figura B.14 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

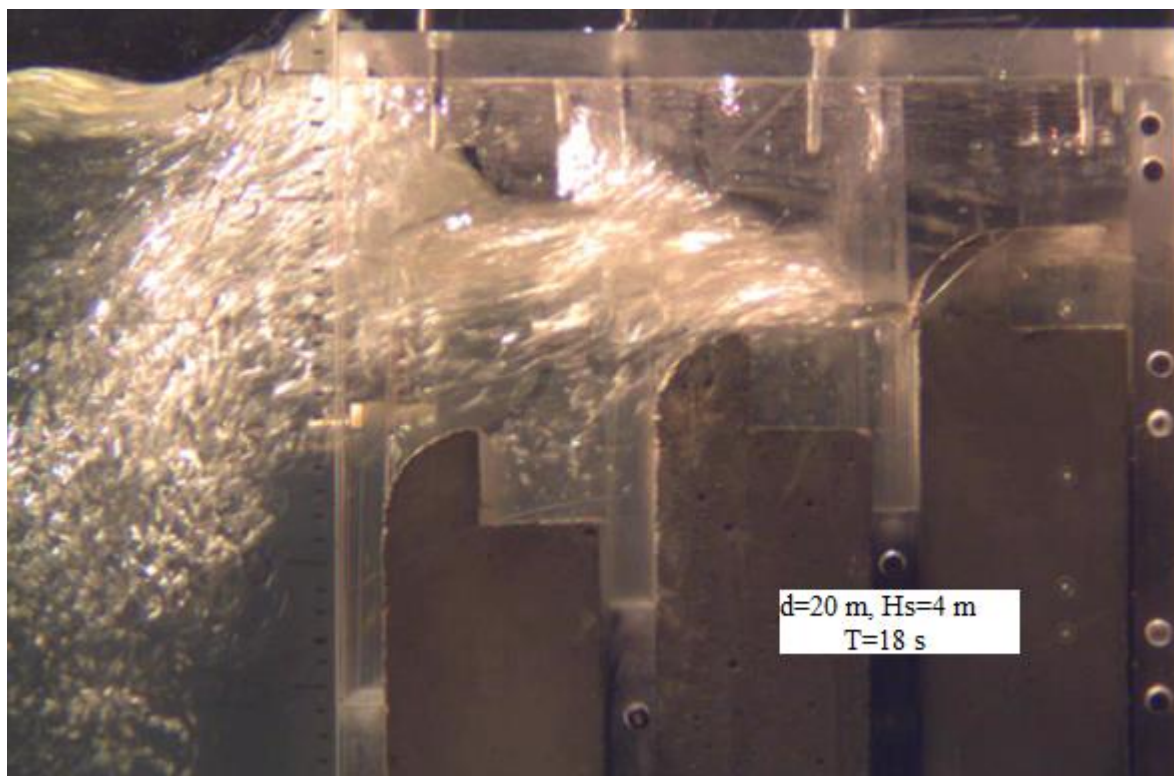


Figura B.15 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

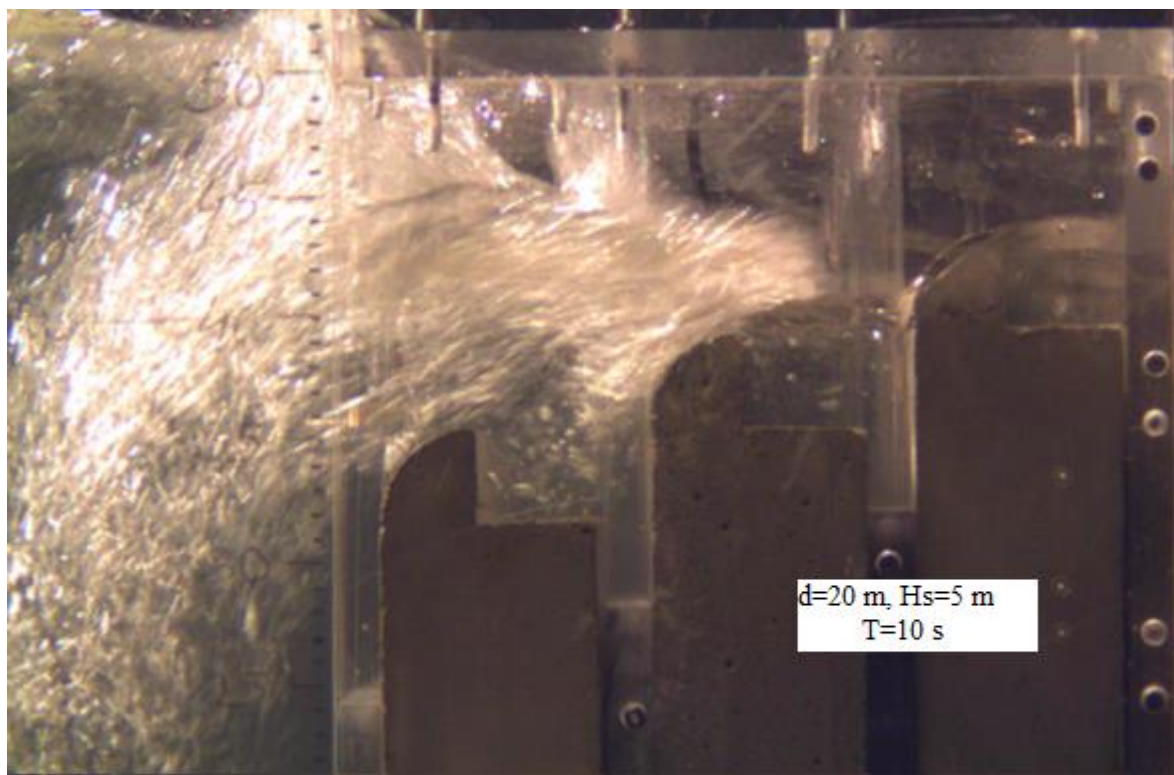


Figura B.16 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

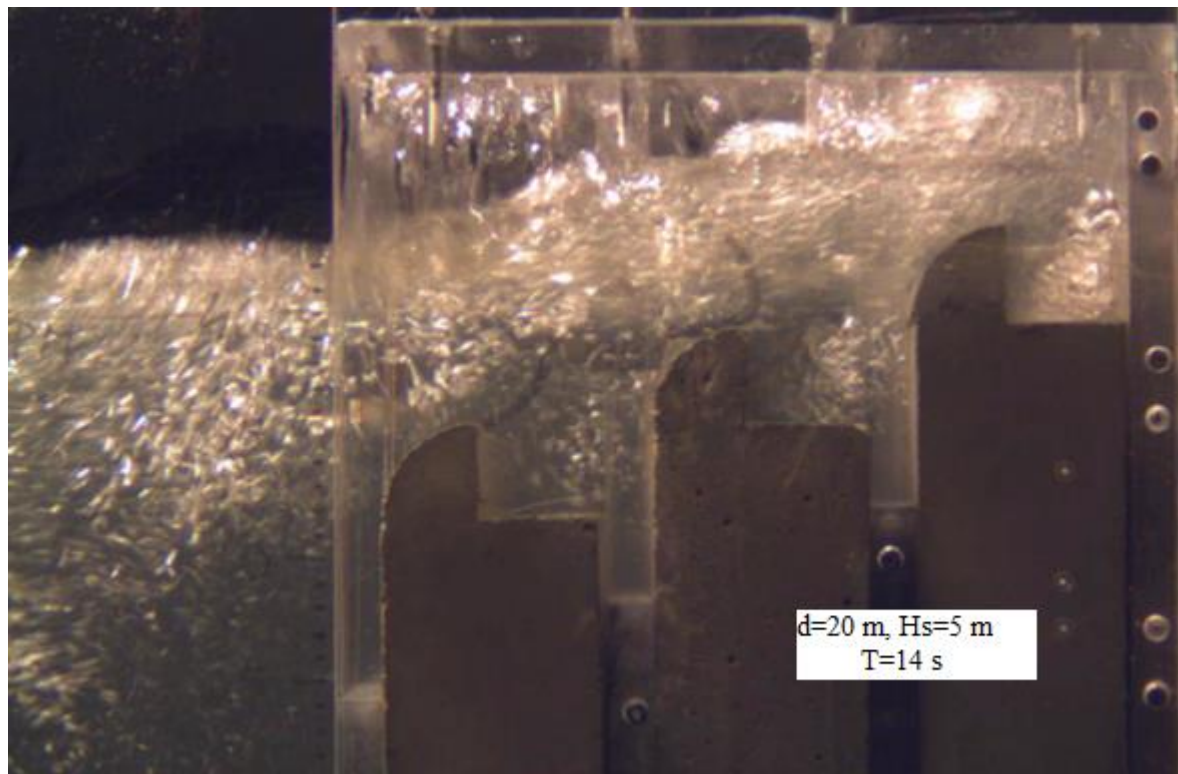


Figura B. 17 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

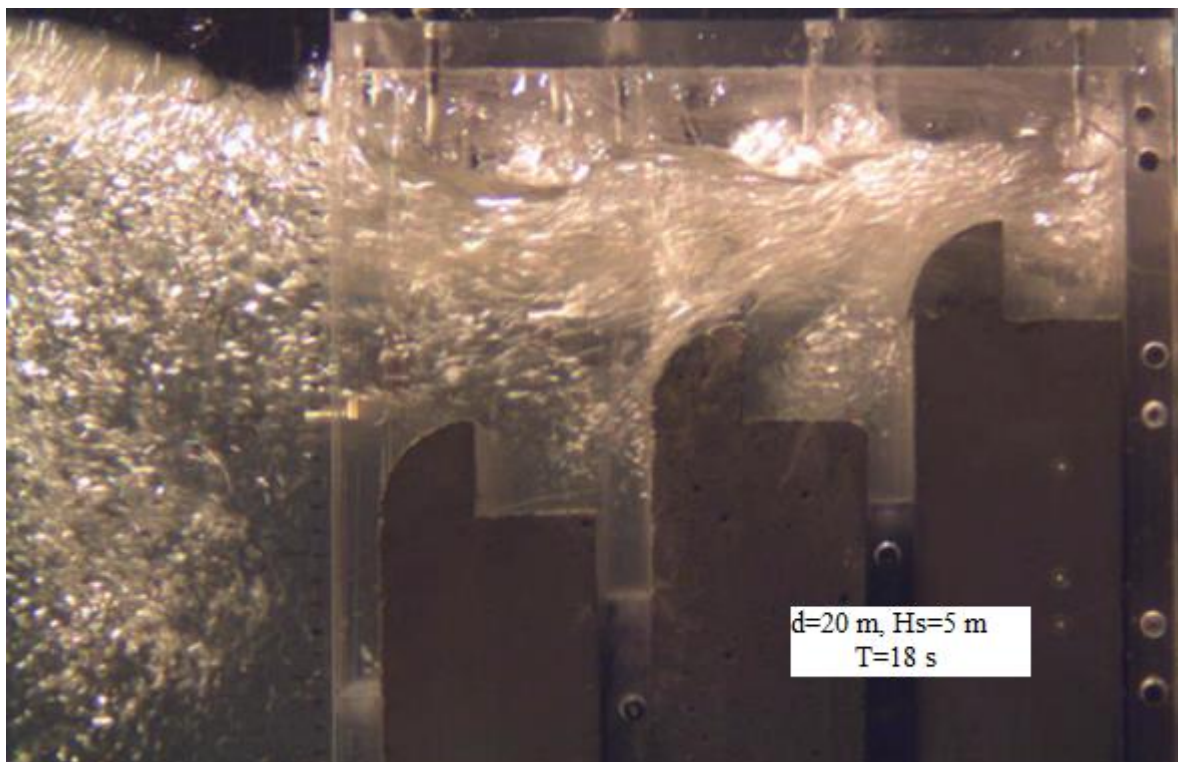


Figura B.18 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

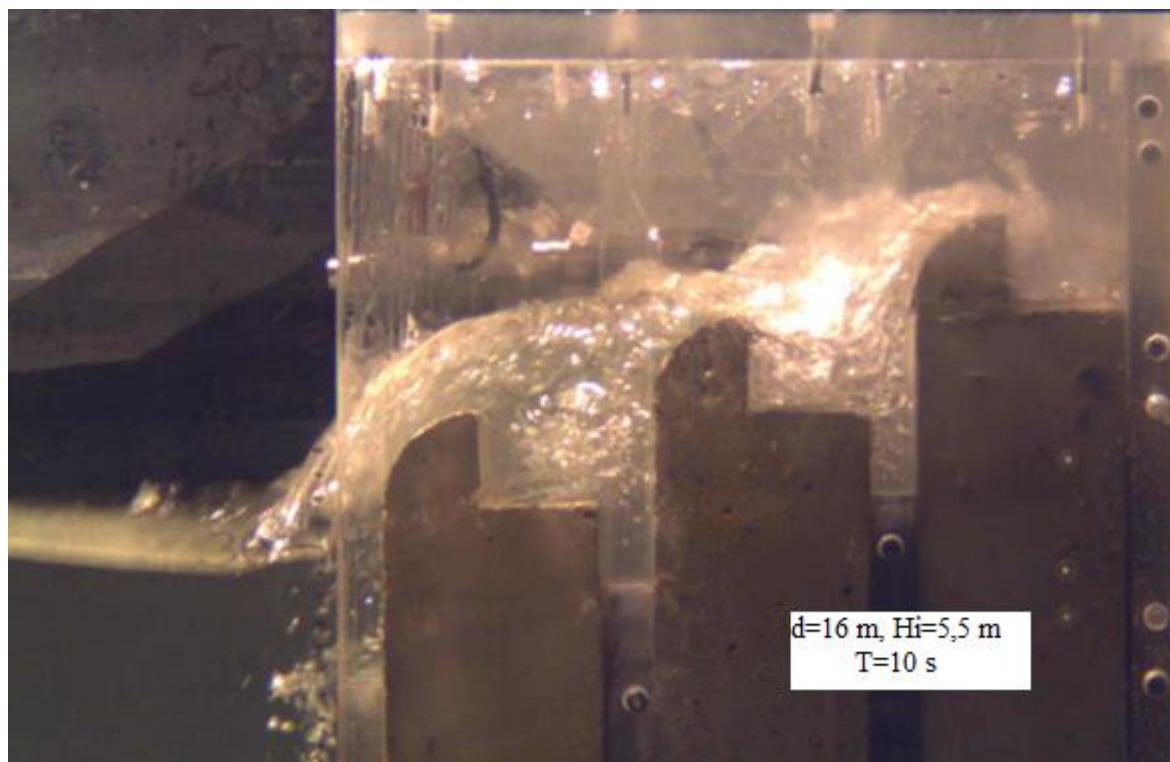


Figura B.19 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

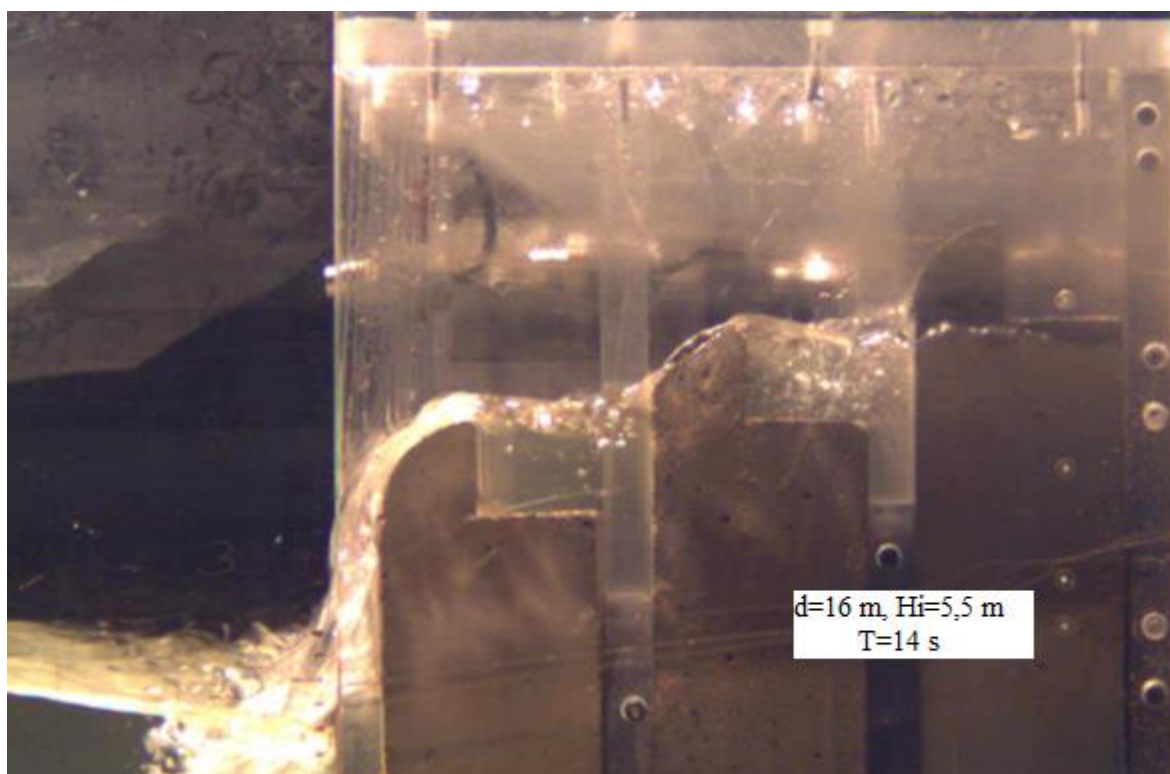


Figura B.20 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

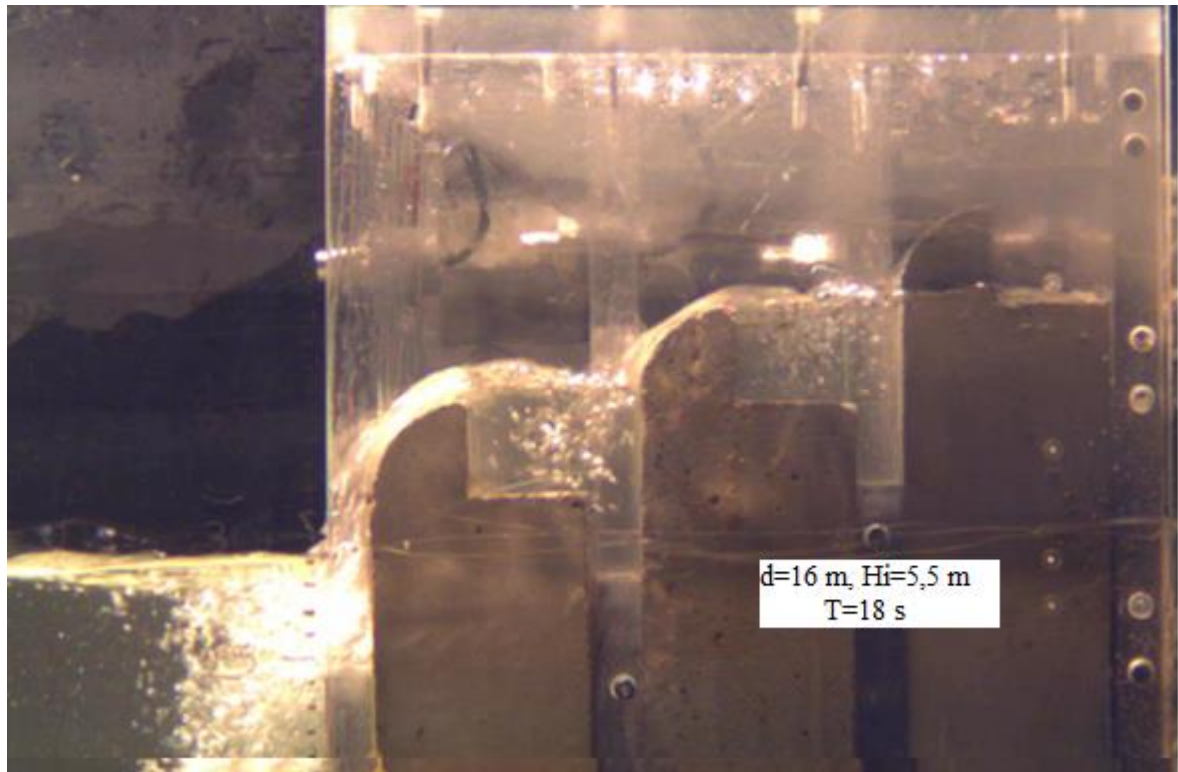


Figura B. 21 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

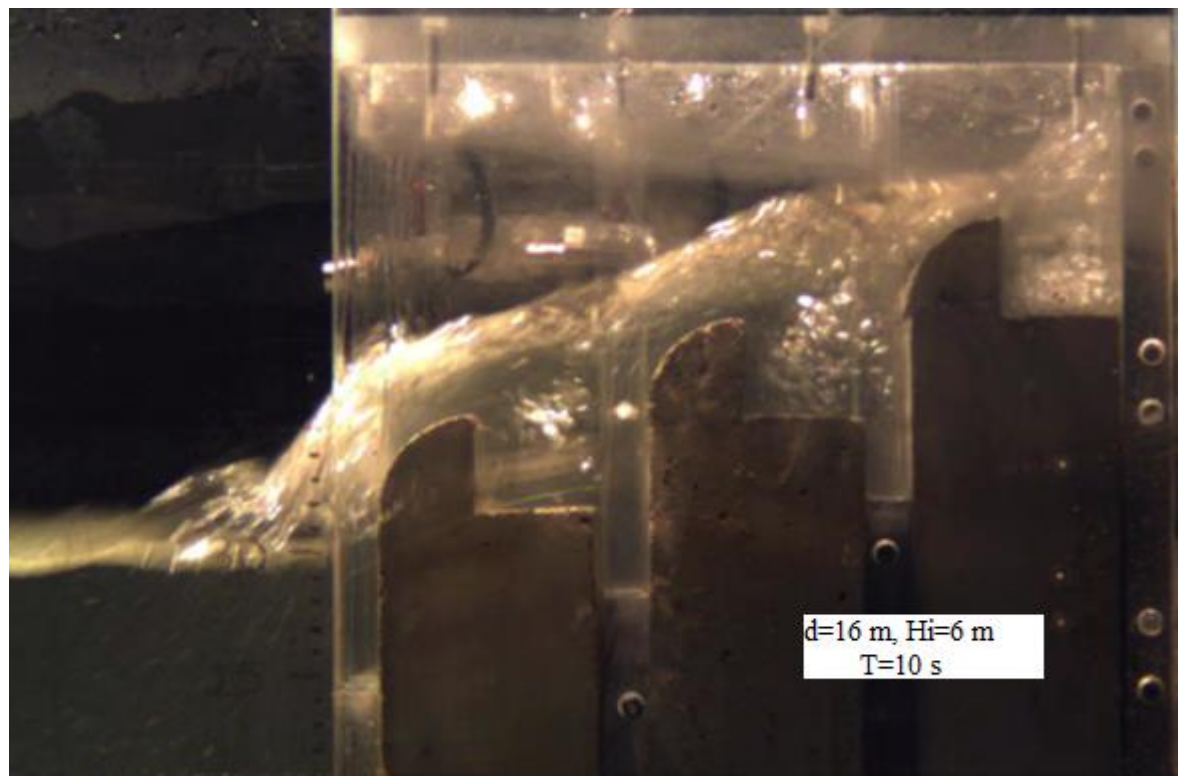


Figura B.22 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

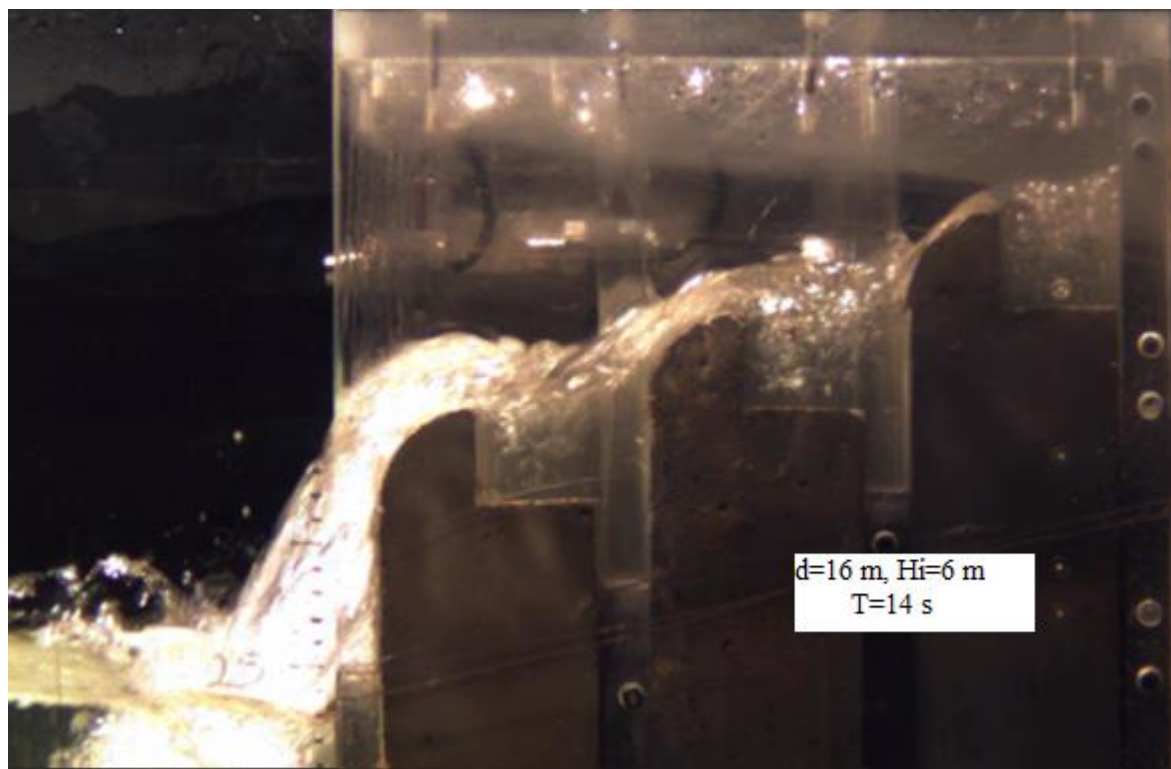


Figura B.23 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

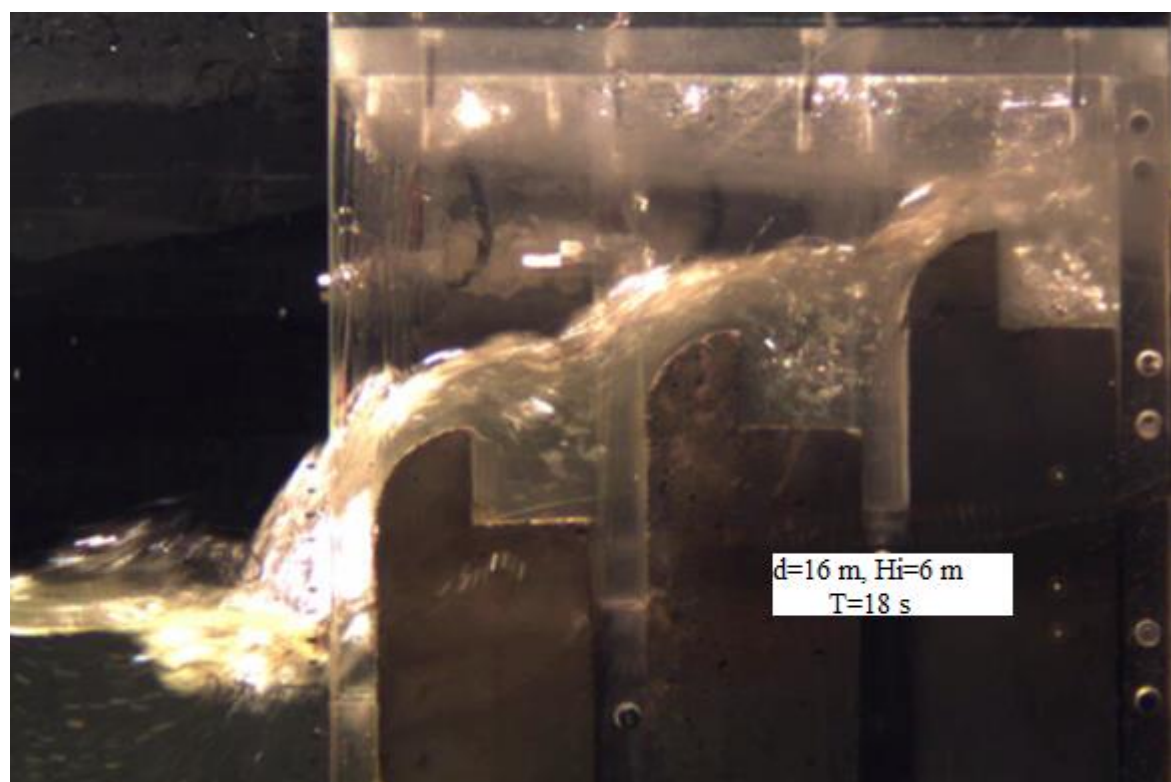


Figura B.24 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

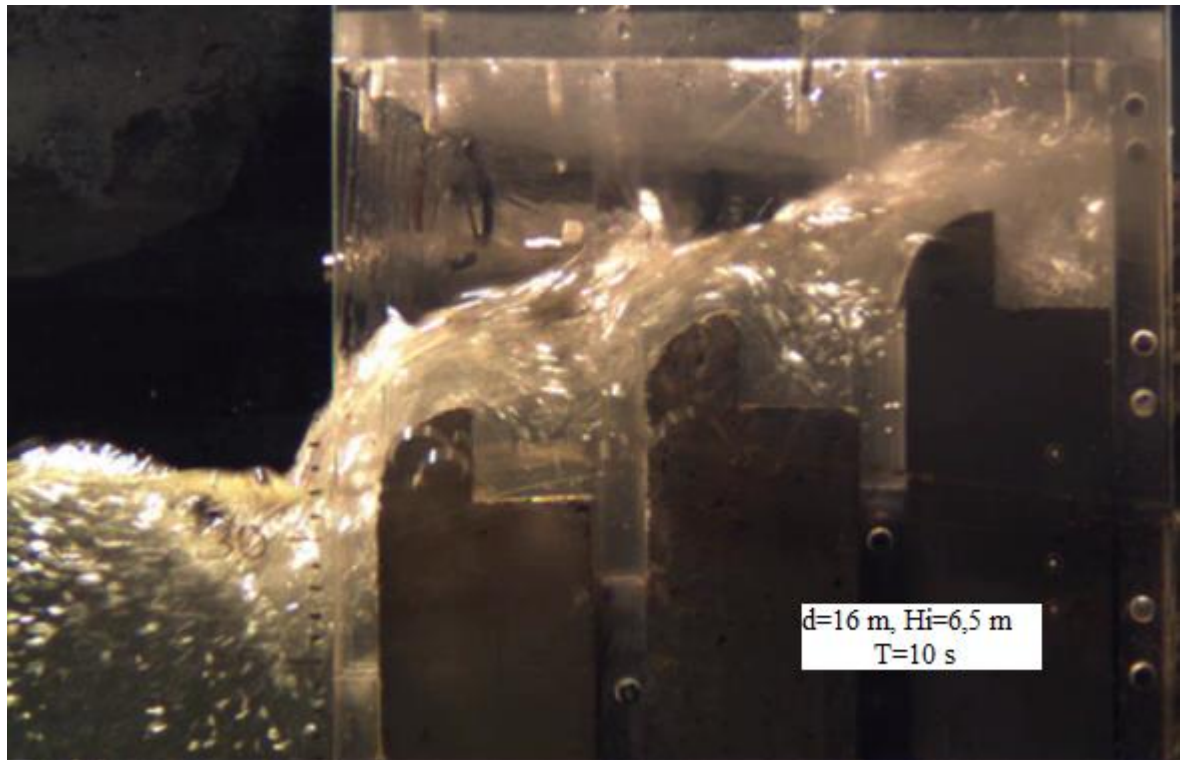


Figura B.25 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

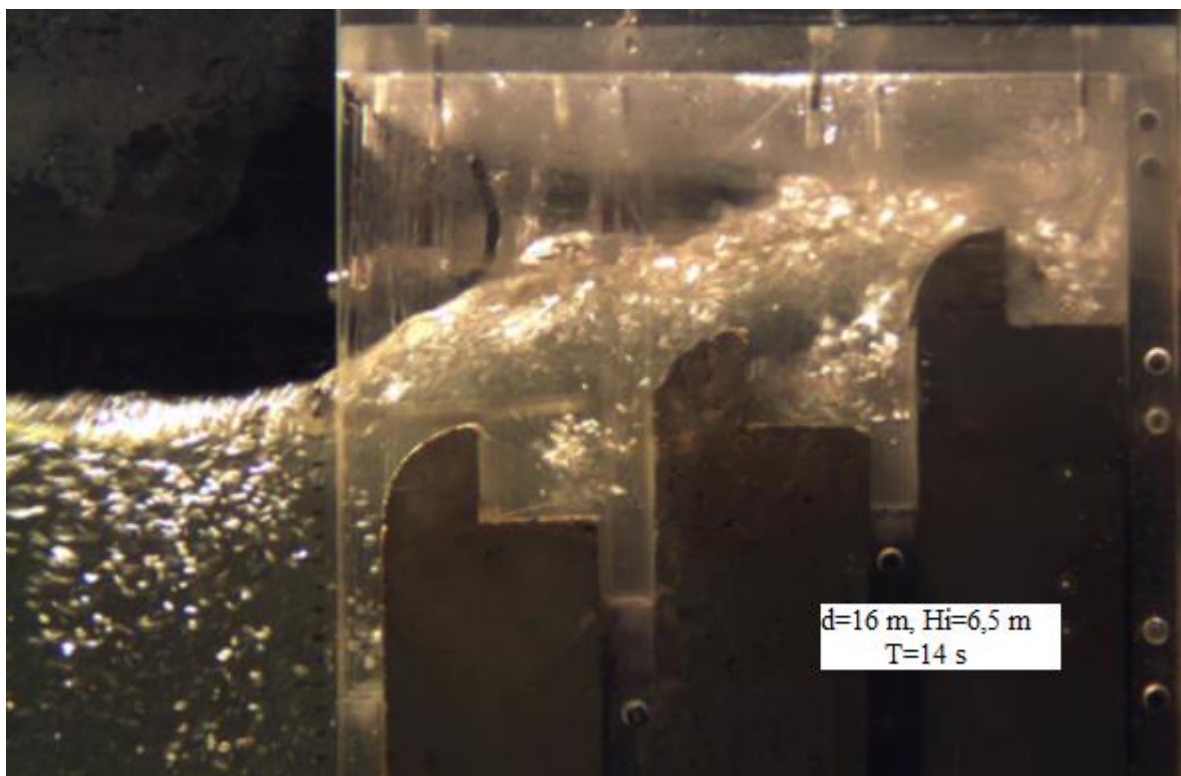


Figura B.26 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

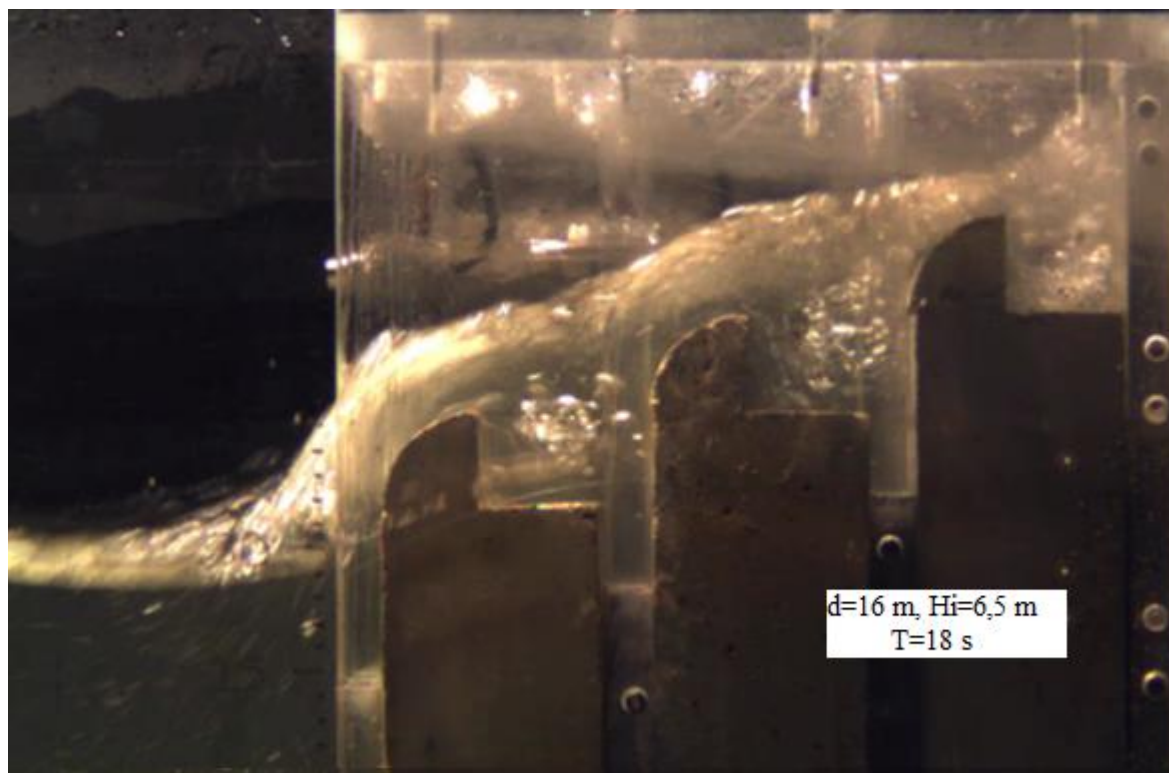


Figura B.27 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

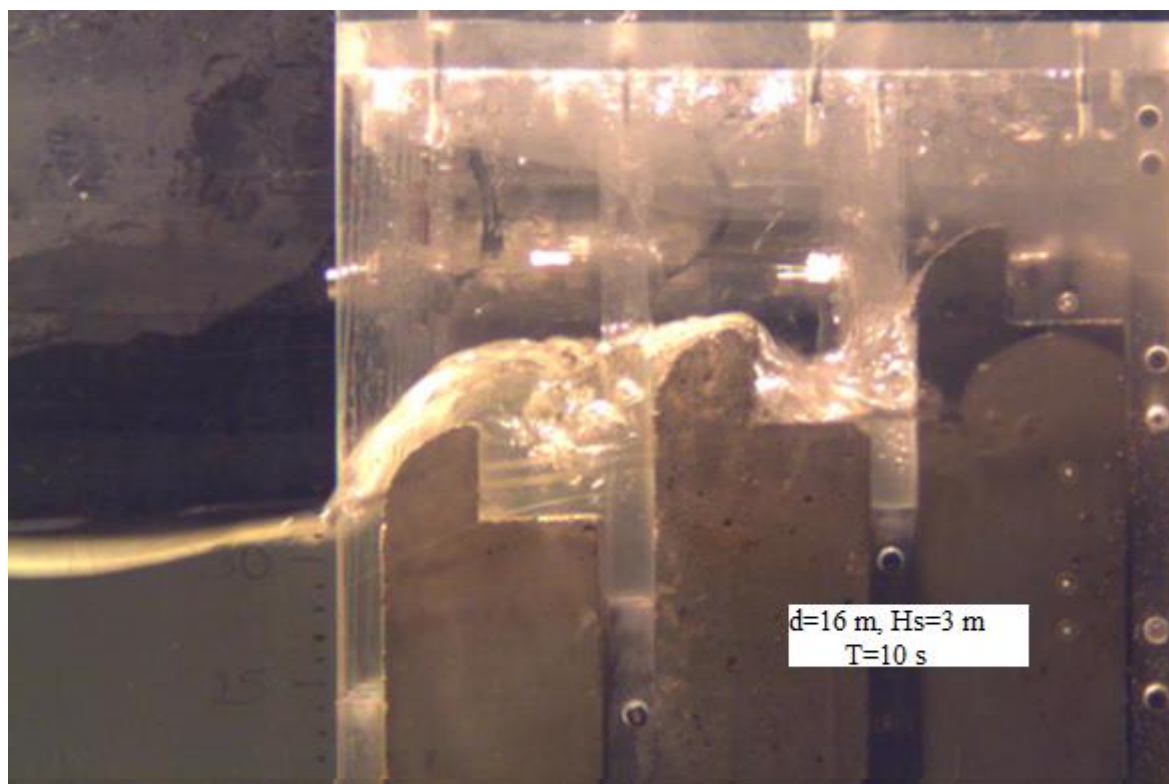


Figura B.28 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

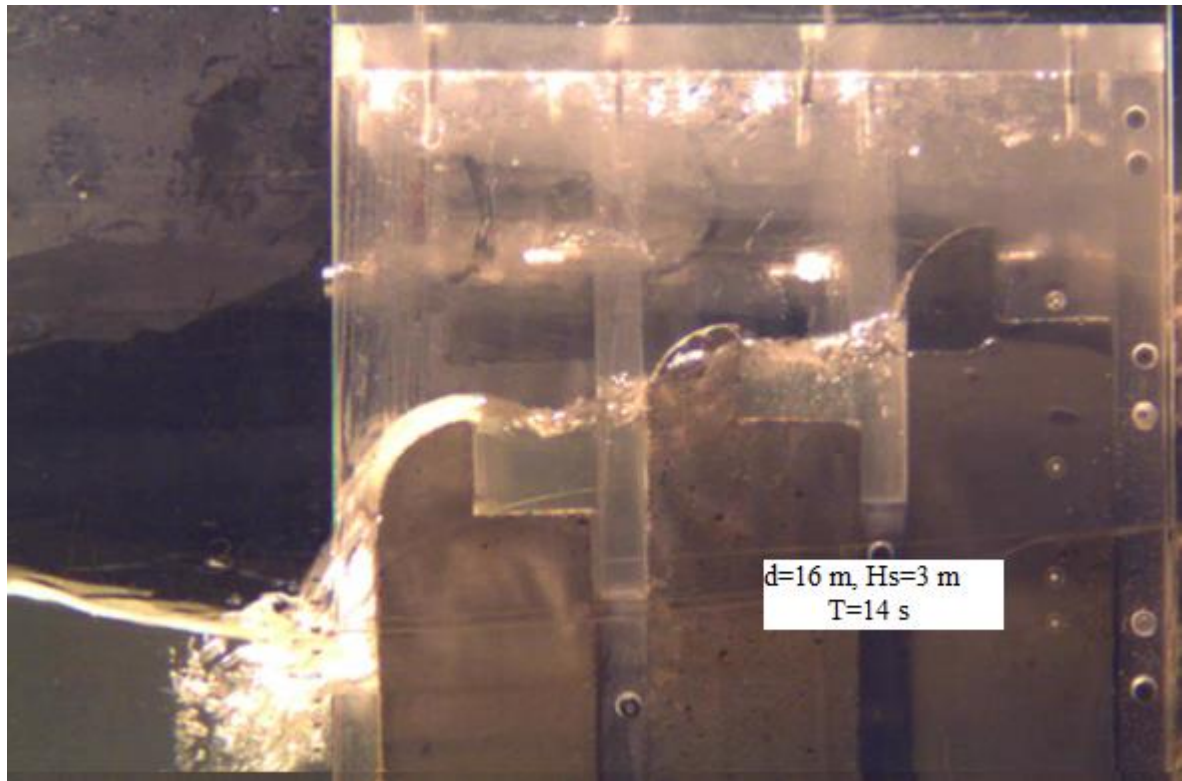


Figura B.29 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

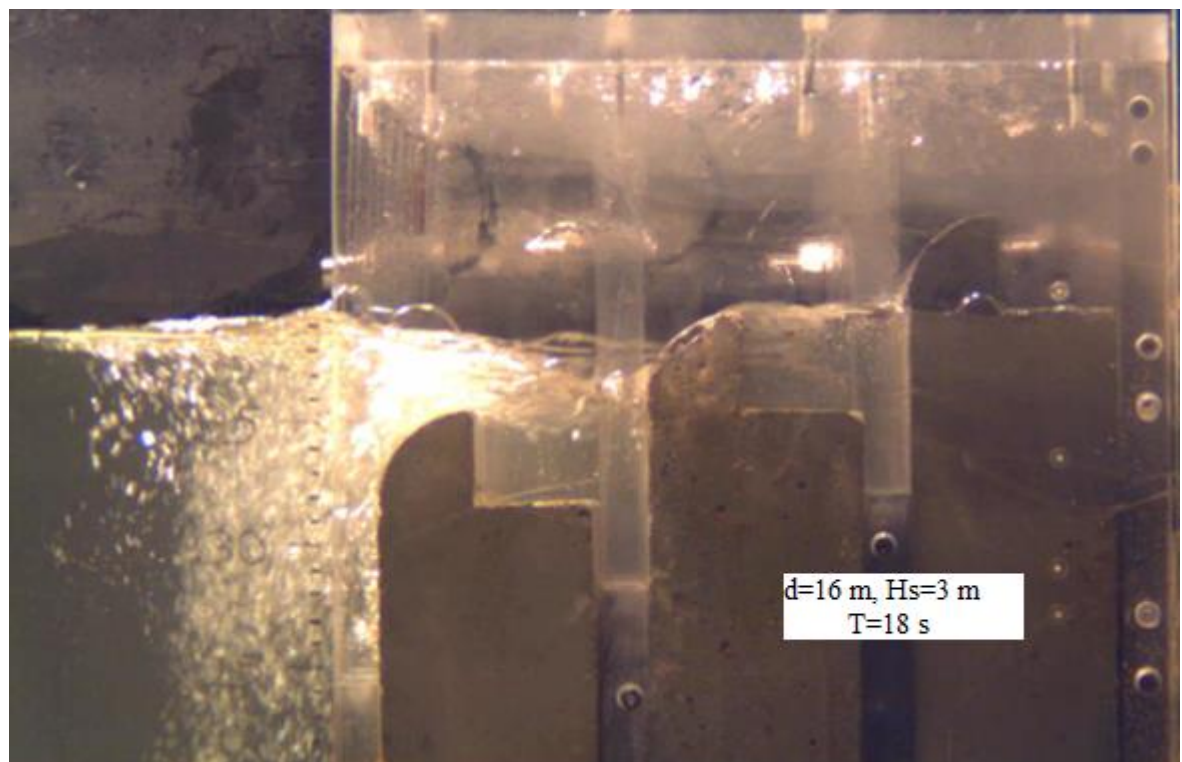


Figura B.30 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

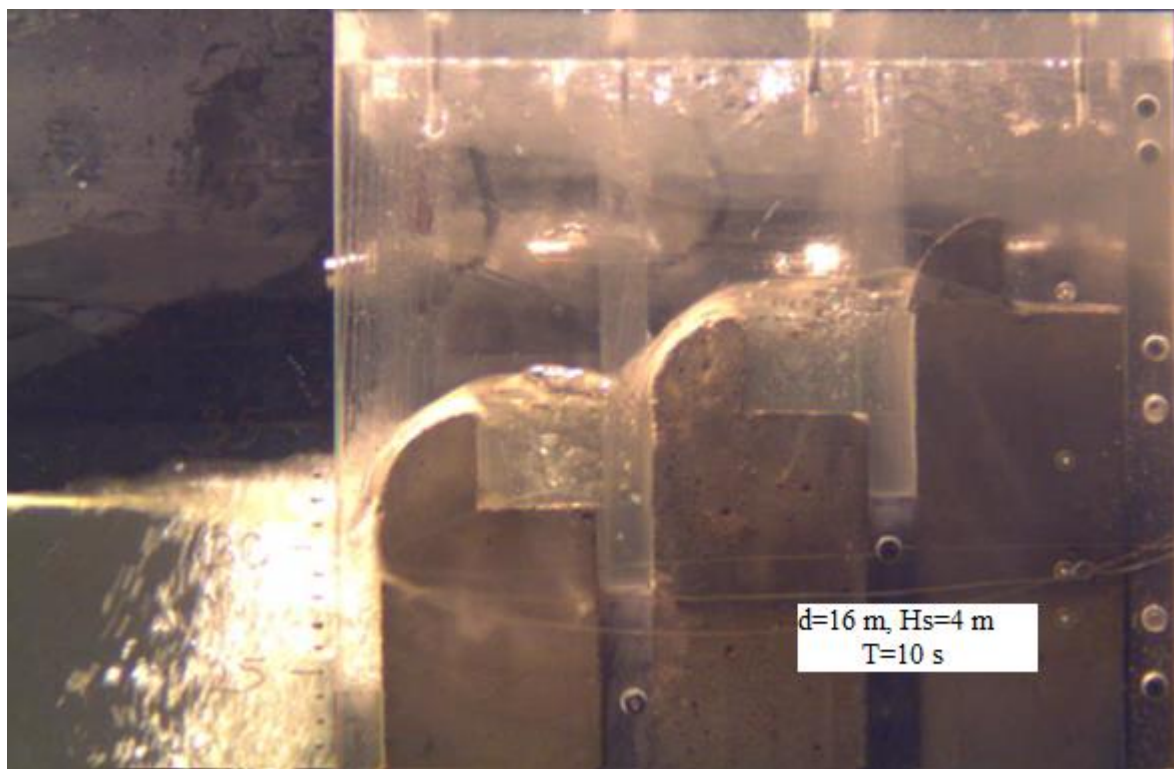


Figura B.31 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

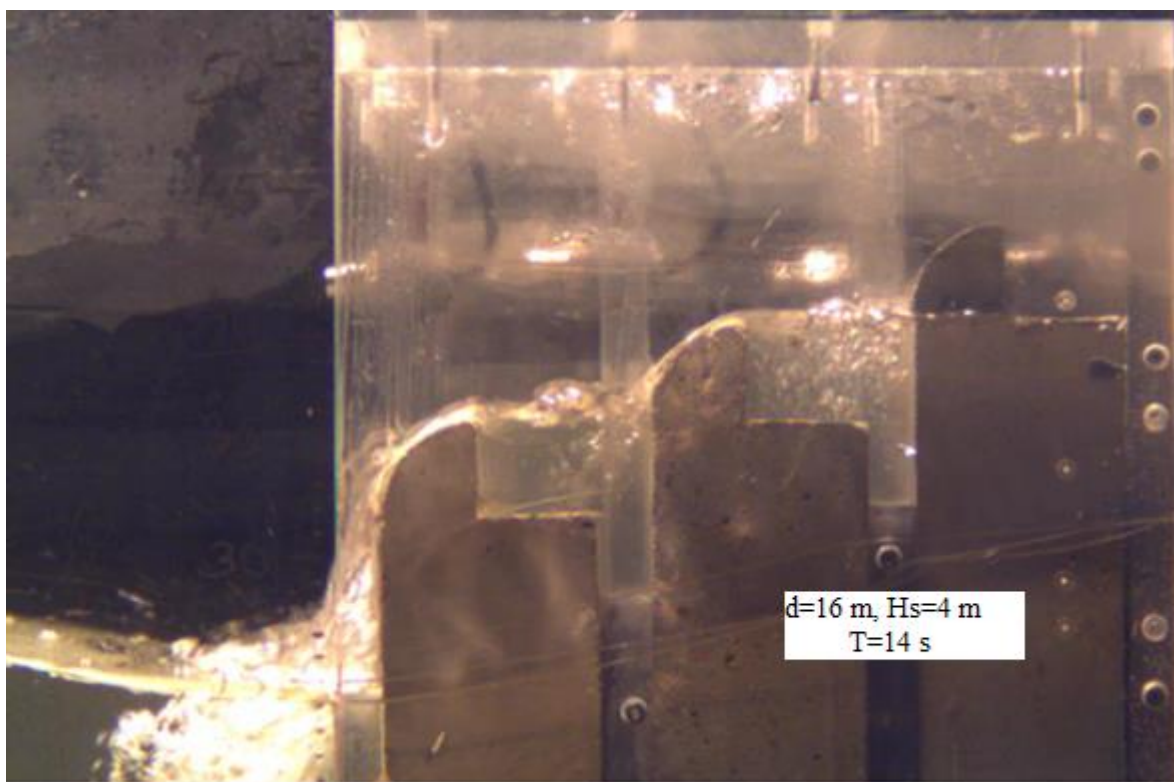


Figura B.32 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

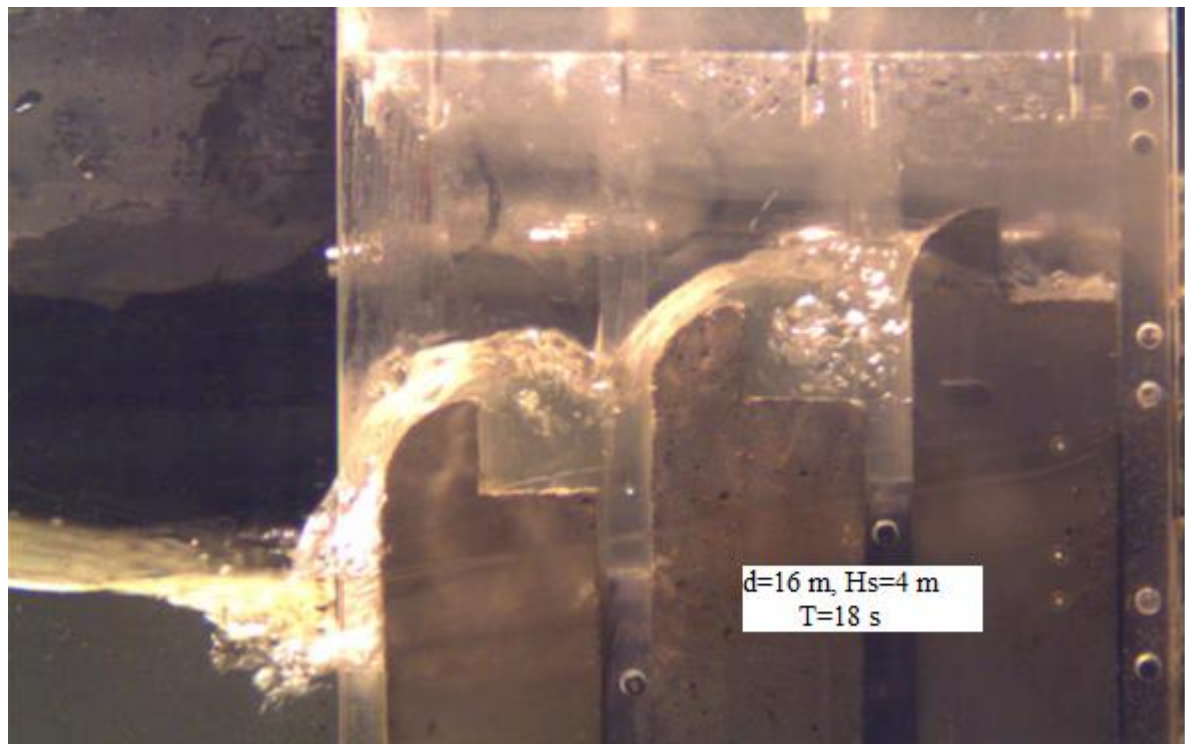


Figura B.33 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

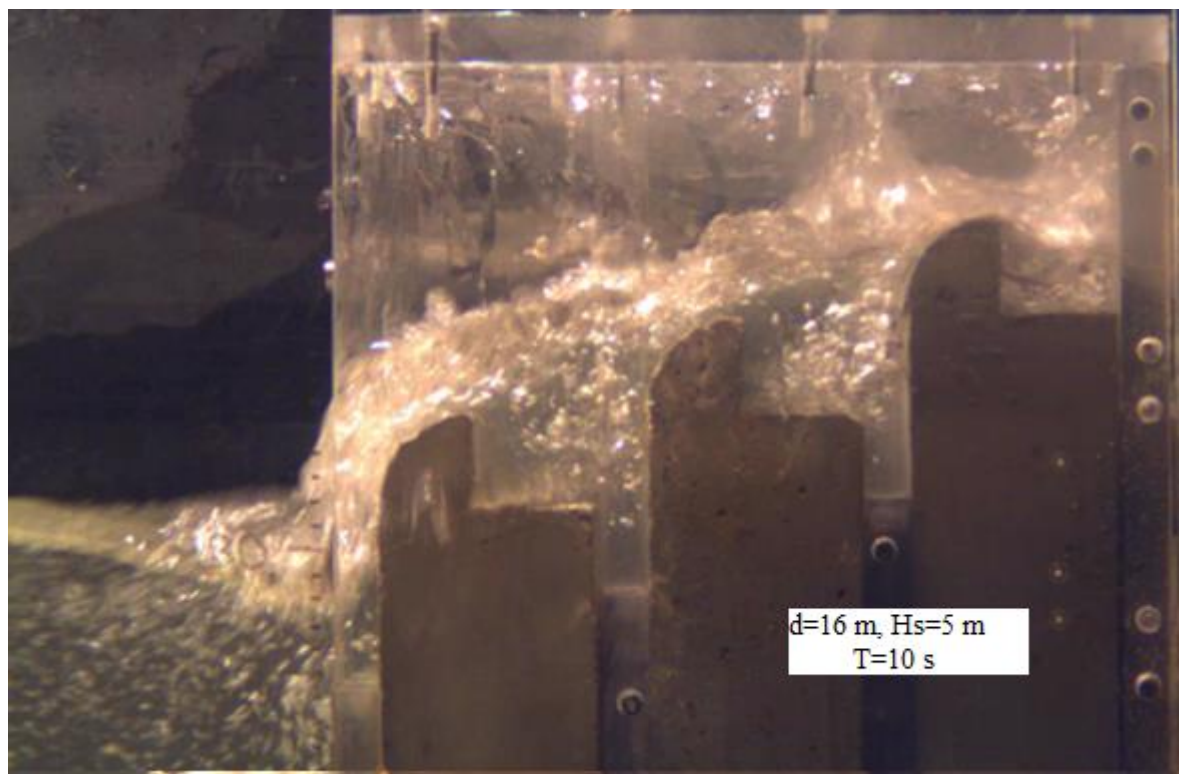


Figura B.34 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

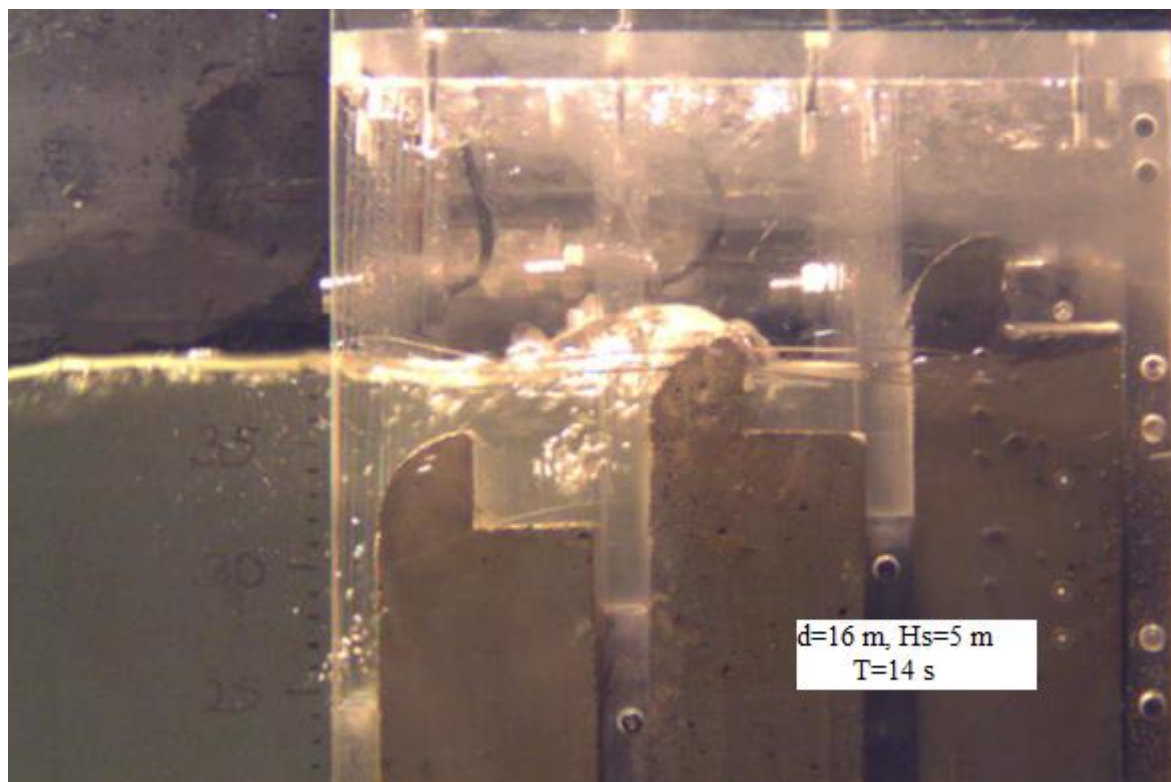


Figura B.35 – Imagens adquiridas durante os ensaios.

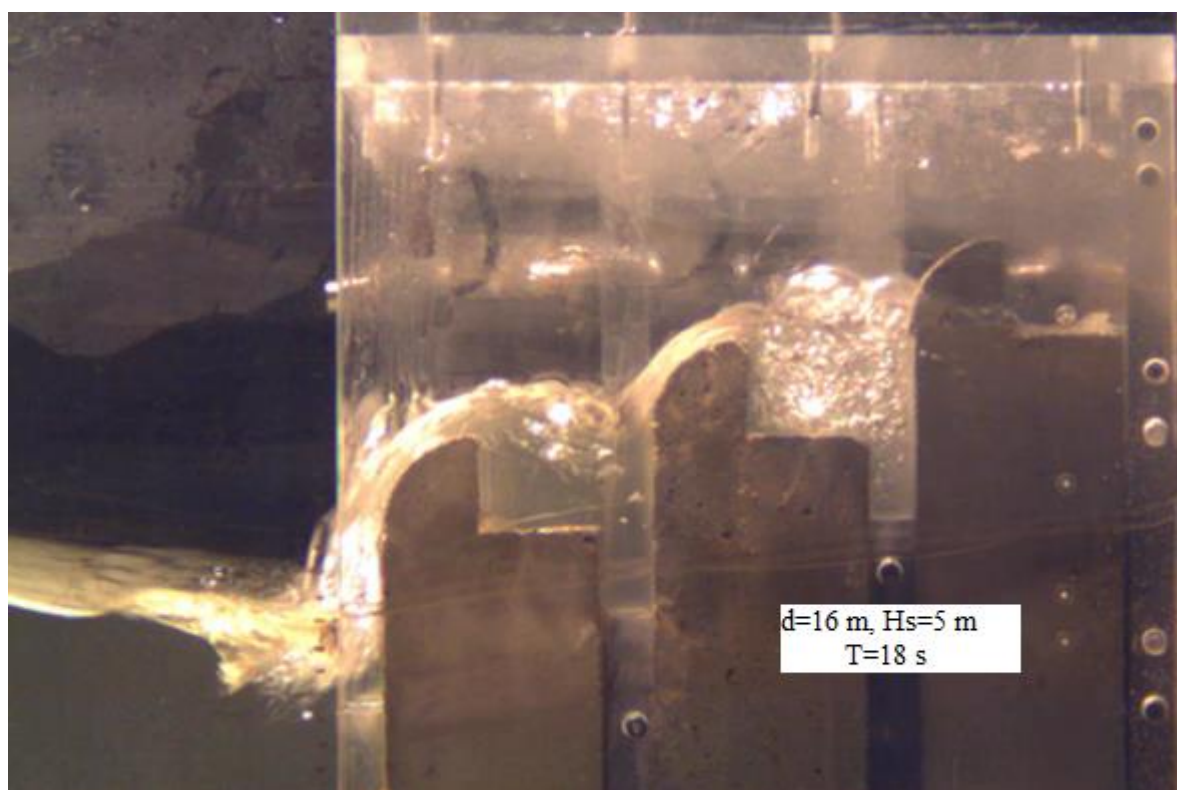


Figura B.36 – Imagens adquiridas durante os ensaios.